

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE  
SEZIONE EDILE**

***DIPARTIMENTO D.I.C.A.M.***

**TESI DI LAUREA**

**in**

**TECNICA DELLE COSTRUZIONI**

**COMPORTAMENTO MECCANICO DELLA MURATURA  
EDIFICI ESISTENTI: METODOLOGIE E TECNICHE  
DI CONSOLIDAMENTO**

**Candidato  
ALESSANDRO JURCOVICH**

**Relatore  
Chiar.mo Prof. Ing.  
GIOVANNI RICCI BITTI**

**Anno Accademico 2010/11**





# Parole chiave

MURATURA

MATTONI

MALTA

RESISTENZA

CONSOLIDAMENTO



# Indice

<b>Introduzione</b>	pag. 1
<b>Capitolo 1</b>	
<b>La muratura: materiali costituenti - Tipologie e tecniche costruttive</b>	pag. 3
1.1	Introduzione pag. 3
1.2	La muratura pag. 3
1.3	Elementi costituenti la muratura pag. 6
1.3.1	Elementi in laterizio pag. 7
1.3.2	Elementi in calcestruzzo pag. 10
1.3.3	Elementi in pietra pag. 12
1.4	Le malte pag. 16
1.5	Tecniche costruttive moderne e tipi strutturali pag. 17
1.5.1	La muratura portante pag. 17
1.5.2	Tecniche costruttive moderne pag. 18
1.5.2.1	Muratura ordinaria o non armata pag. 18
1.5.2.2	Muratura armata pag. 20
1.5.2.2.1	Aspetti generali, tipologie e modalità esecutive pag. 20
1.5.2.2.2	Prescrizioni normative pag. 26
1.5.2.2.3	Strutture miste con pareti in muratura ordinaria e armata pag. 27
1.5.2.3	Muratura intelaiata o confinata pag. 27
1.5.3	Tipi strutturali pag. 28
<b>Capitolo 2</b>	
<b>La muratura: caratteristiche meccaniche e verifiche</b>	pag. 35
2.1	Introduzione pag. 35
2.2	Caratteristiche meccaniche della muratura pag. 35
2.3	Stati di tensione monoassiali: prova di compressione semplice con carico applicato normale ai letti di malta pag. 36
2.4	Resistenza caratteristica a compressione della muratura pag. 39

2.4.1	Determinazione sperimentale della resistenza a compressione della muratura	pag. 39
2.4.2	Stima della resistenza a compressione della muratura	pag. 40
<b>2.5</b>	<b>Resistenza caratteristica a taglio della muratura</b>	pag. 41
2.5.1	Determinazione sperimentale della resistenza a taglio della muratura	pag. 41
2.5.2	Stima della resistenza a taglio della muratura	pag. 42
<b>2.6</b>	<b>Resistenze di progetto della muratura</b>	pag. 43
<b>2.7</b>	<b>Caratteristiche elastiche della muratura</b>	pag. 45
<b>2.8</b>	<b>Resistenza e stabilità fuori dal piano</b>	pag. 45
2.8.1	Effetti del secondo ordine in presenza di non resistenza a trazione	pag. 45
2.8.2	Snellezza convenzionale	pag. 47
2.8.3	Eccentricità dei carichi	pag. 49
2.8.3.1	Eccentricità totale dovuta ai carichi verticali	pag. 49
2.8.3.2	Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione	pag. 51
2.8.3.3	Eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano del muro	pag. 51
2.8.3.4	Eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti nel piano del muro	pag. 52
2.8.3.5	Combinazione di carichi eccentrici	pag. 52
<b>2.9</b>	<b>Coefficiente di riduzione della resistenza</b>	pag. 53
<b>2.10</b>	<b>Norme generali di calcolo e verifica delle murature agli stati limite e alle tensioni</b>	pag. 54
2.10.1	Calcolo agli stati limite	pag. 54
2.10.2	Metodo semiprobabilistico	pag. 55
2.10.3	Verifiche agli stati limite ultimi	pag. 55
2.10.3.1	Verifica a pressoflessione e stabilità	pag. 56
2.10.3.2	Verifica a taglio per azioni nel piano della parete	pag. 57
2.10.3.3	Verifica per carichi concentrati	pag. 57
2.10.4	Verifiche agli stati limite di esercizio	pag. 58
2.10.5	Calcolo alle tensioni	pag. 58
2.10.6	Verifiche alle tensioni ammissibili	pag. 59
2.10.6.1	Verifica a pressoflessione per azioni nel piano della parete	pag. 59
2.10.6.2	Verifica a taglio per azioni nel piano della parete	pag. 60
2.10.6.3	Verifica per carichi concentrati	pag. 60

2.11	Procedura di verifica strutturale	pag. 61
------	-----------------------------------	---------

## **Capitolo 3**

### **Elementi strutturali e norme generali per gli edifici in muratura**

		pag. 63
3.1	Introduzione	pag. 63
3.2	Architravi	pag. 63
3.3	Archi di muratura	pag. 65
3.4	Norme generali per gli edifici in muratura	pag. 67
3.4.1	Caratteristiche dei materiali	pag. 67
3.4.2	Criteri generali di progetto e requisiti geometrici	pag. 68
3.4.3	Particolari costruttivi	pag. 68
3.4.3.1	I cordoli: prescrizioni normative per zone non sismiche	pag. 69
3.4.4	Strutture di fondazione	pag. 70
3.4.5	Spessori e snellezze delle murature portanti	pag. 71
3.4.6	Altezze massime dei nuovi edifici	pag. 71
3.4.7	Distanze tra nuovi edifici	pag. 72
3.4.8	Edifici regolari	pag. 73
3.4.8.1	Regolarità in pianta	pag. 73
3.4.8.2	Regolarità in altezza	pag. 73
3.4.9	Edifici semplici in zona sismica	pag. 74

## **Capitolo 4**

### **Edifici esistenti**

		pag. 77
4.1	Introduzione	pag. 77
4.2	Metodi di intervento	pag. 78
4.2.1	Interventi locali di riparazione o di ripristino	pag. 78
4.2.2	Interventi di miglioramento	pag. 78
4.2.3	Interventi di adeguamento	pag. 78
4.3	Indagini ed elaborati tecnici di progetto	pag. 79
4.4	Livelli di conoscenza e parametri meccanici	pag. 79
4.5	Ulteriori considerazioni riguardanti gli interventi locali di riparazione o di ripristino	pag. 86
4.5.1	Interventi sulle murature in elevazione	pag. 87

4.5.1.1	Analisi dello stato di fatto	pag. 88
4.5.1.2	Calcolo e verifica	pag. 88
4.5.1.3	Cantierizzazione	pag. 89
4.5.1.4	Indicazioni dimensionali e costruttive	pag. 90
4.5.2	Interventi sui solai	pag. 93
4.5.2.1	Indicazioni generali e raccomandazioni	pag. 93
4.5.2.2	Cambio di destinazione d'uso	pag. 94
4.5.3	Interventi sulle coperture	pag. 95
4.5.4	Alcune considerazioni sugli interventi di miglioramento	pag. 95
4.5.5	Altri interventi di modesta entità	pag. 96
4.5.5.1	Interventi su balconi, gronde e sbalzi	pag. 96
4.5.5.2	Interventi su logge, verande e porticati (a piano terra)	pag. 97
4.5.5.3	Interventi in copertura: riabilitazione dei sottotetti e rifacimento delle coperture	pag. 97
4.5.5.4	Inserimento di scale esterne e di impianti ascensore	pag. 98
4.5.5.5	Sopraelevazioni minimali: addizioni volumetriche sulle coperture piane	pag. 98

## **Capitolo 5**

### **Indagini e prove su edifici esistenti**

		pag. 101
<b>5.1</b>	<b>Introduzione</b>	pag. 101
<b>5.2</b>	<b>Indagini atte a qualificare le murature</b>	pag. 101
5.2.1	Rilievi geometrici e morfologici	pag. 102
5.2.1.1	Rilievo geometrico e rilievo del quadro fessurativo	pag. 102
5.2.1.2	Rilievo della tessitura muraria in superficie ed in sezione	pag. 104
5.2.1.3	Carotaggi e prove endoscopiche	pag. 105
5.2.2	Prelievo di campioni per prove di laboratorio	pag. 107
5.2.3	Prove in situ	pag. 109
5.2.3.1	Prove non distruttive	pag. 110
5.2.3.1.1	Prove soniche e ultrasoniche	pag. 111
5.2.3.1.2	Prove georadar	pag. 116
5.2.3.1.3	Prove termografiche	pag. 120
5.2.3.2	Prove debolmente distruttive	pag. 123
5.2.3.2.1	Prove con martinetti piatti	pag. 123

5.2.3.2.2	Prove di durezza, penetrazione e pull-out test	pag. 129
5.2.3.3	Prove distruttive	pag. 130
5.2.3.3.1	Prove a compressione diretta	pag. 130
5.2.3.3.2	Prove a taglio	pag. 132
5.2.4	Ulteriori prove per gli edifici in muratura	pag. 134
5.2.4.1	Prove sulle fondazioni	pag. 134
5.2.4.2	Prove per la determinazione sperimentale del tiro nelle catene per archi e volte in muratura	pag. 134
5.3	<b>Correlazione tra i risultati delle diverse procedure di prova</b>	pag. 135
5.4	<b>Progetto delle indagini e valutazione dei risultati delle prove</b>	pag. 136
5.5	<b>Conclusioni</b>	pag. 137

## **Capitolo 6**

### **Tecniche di consolidamento**

		pag. 139
6.1	<b>Introduzione</b>	pag. 139
6.2	<b>Tecniche di consolidamento</b>	pag. 141
6.2.1	Iniezioni con miscele consolidanti	pag. 142
6.2.1.1	Aspetti generali	pag. 142
6.2.1.2	Miscele per iniezioni: materiali impiegati	pag. 143
6.2.1.3	Modalità esecutive	pag. 146
6.2.1.4	Tecnica di esecuzione	pag. 147
6.2.1.5	Valutazione dell'efficacia dell'intervento	pag. 151
6.2.2	Intonaci armati	pag. 152
6.2.2.1	Aspetti generali	pag. 152
6.2.2.2	Materiali impiegati	pag. 154
6.2.2.3	Tecnica di esecuzione	pag. 154
6.2.3	Iniezioni armate	pag. 160
6.2.3.1	Aspetti generali	pag. 160
6.2.3.2	Modalità esecutive	pag. 160
6.2.3.3	Tecnica di esecuzione	pag. 160
6.2.3.4	Confronto tra interventi effettuati con iniezioni di miscele consolidanti e iniezioni armate	pag. 162
6.2.4	Tirantature metalliche	pag. 163
6.2.4.1	Aspetti generali	pag. 163

6.2.4.2	Modalità esecutive	pag. 163
6.2.4.3	Tecnica di esecuzione	pag. 164
6.2.5	Considerazioni e valutazioni sull'efficacia degli interventi	pag. 166
<b>6.3</b>	<b>Interventi di consolidamento e di rinforzo strutturale con l'utilizzo di materiali compositi fibrorinforzati (FRP)</b>	pag. 167
6.3.1	Aspetti generali	pag. 167
6.3.2	Modalità esecutive	pag. 168
6.3.3	Tecnica di esecuzione	pag. 169
6.3.4	Rinforzo di strutture in muratura con l'utilizzo di FRP	pag. 171
6.3.4.1	Rinforzo di cupole, volte e archi in muratura	pag. 172
6.3.4.2	Rinforzo di pannelli murari	pag. 174
6.3.4.3	Connessioni e ancoraggi	pag. 177

## **Capitolo 7**

### **Criteria per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura**

pag. 179

## **Bibliografia**

pag. 193



# Simbologia

- $f_{bm}$  valore della resistenza media a compressione degli elementi (mattoni o pietre squadrate) nella direzione dei carichi verticali
- $f_{bk}$  valore della resistenza caratteristica a compressione degli elementi (mattoni o pietre squadrate) nella direzione dei carichi verticali
- $f_{bk}^*$  valore della resistenza caratteristica a compressione degli elementi (mattoni o pietre squadrate) in direzione orizzontale
- $f_{mm}$  valore della resistenza media a compressione della malta
- $f_m$  valore della resistenza media a compressione della muratura
- $f_k$  valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura
- $f_{vm}$  valore della resistenza media a taglio della muratura
- $f_{vk}$  valore della resistenza caratteristica a taglio della muratura
- $f_{vk_0}$  valore della resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali (taglio puro)
- $\sigma_n$  valore della tensione normale media a compressione dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica
- $f_d$  valore della resistenza di progetto a compressione della muratura
- $f_{vd}$  valore della resistenza di progetto a taglio della muratura



# Introduzione

Le costruzioni in muratura rappresentano uno degli elementi determinanti e fondamentali nell'ambito della storia dell'architettura.

Per millenni l'uomo ha costruito avvalendosi in modo quasi esclusivo di due sole tecniche costruttive: la prima riguarda l'uso della muratura, la seconda quella del legno; con questi due materiali, distintamente o congiuntamente, sono state realizzate opere che, per la raffinatezza costruttiva, per la grandiosità e per la durabilità manifestata, vanno sicuramente annoverate quali esempi difficilmente comparabili e quasi certamente insuperabili.

In tempi recenti si è avuto il sopravvento di moderne tecnologie costruttive che fanno uso di nuovi materiali messi a disposizione dallo sviluppo industriale e, conseguentemente, si è determinato un mutamento radicale nell'ambito del costruire.

La muratura è stata relegata in posizione subalterna, destinandola alla soluzione di problemi di modesta entità ed importanza, oppure alla soluzione di problemi giudicati secondari nell'ambito di costruzioni di notevole importanza.

Le murature non sono state oggetto di corsi di insegnamento specifici e neppure di ricerche finalizzate ad esprimere, in un linguaggio tecnico e moderno, le loro caratteristiche e possibilità.

Da parte delle maestranze si è persa quella capacità costruttiva indispensabile per trattare adeguatamente materiali che difficilmente possono essere incasellati nell'ambito di tecniche standardizzate.

Negli ultimi decenni sono state prese nuovamente in considerazione sia l'utilità che la validità di tali tecniche costruttive quasi del tutto abbandonate; si è capito che il "materiale muratura" può assolvere da solo a svariati compiti: può avere un'ottima funzione portante, un ottimo comportamento dal punto di vista dell'isolamento termico ed acustico e può permettere l'eliminazione dei materiali da rivestimento.

A ciò si deve aggiungere che le costruzioni in muratura hanno manifestato caratteristiche di durabilità assolutamente non pensabili per costruzioni eseguite con altre tecniche ed inoltre la muratura richiede opere di manutenzione minime e comunque facilmente eseguibili.

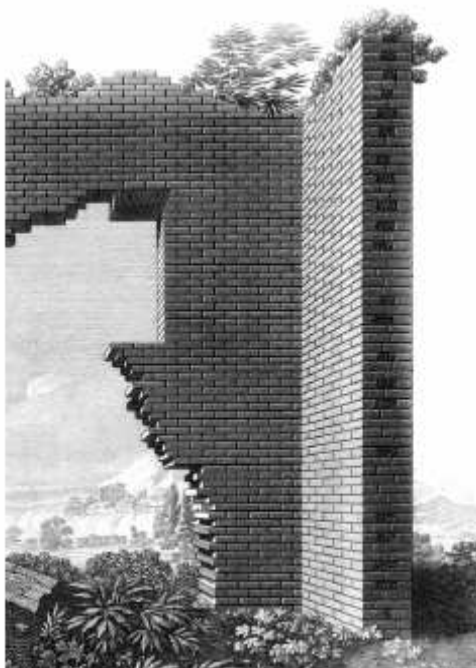
Da ultimo occorre sottolineare che le costruzioni in muratura, se correttamente eseguite, hanno caratteristiche ottime rispetto al “rischio di incendio” e caratteristiche confrontabili con quelle di edifici in cemento armato o in acciaio rispetto al “rischio sismico”.

Le considerazioni sopra accennate hanno fatto sì che in tutti i Paesi rinascesse, negli ultimi decenni, un interesse specifico per le murature; sono state pertanto riprese e sviluppate le problematiche relative all’uso di tale tecnica costruttiva con i criteri e le possibilità di lavoro attuali.

Nel nostro Paese si è poi preso atto di un problema che riveste un’importanza del tutto particolare: la conservazione e il riuso delle costruzioni esistenti.

Il patrimonio edilizio esistente in Italia ha infatti un valore elevatissimo dal punto di vista economico ed addirittura inestimabile dai punti di vista storico, culturale ed artistico e nella quasi totalità è costituito da organismi architettonici realizzati in muratura.

In tutti i casi di intervento nell’ambito del patrimonio edilizio esistente è necessaria, non solo una conoscenza della muratura nella sua attuale concezione e realizzazione, ma anche una conoscenza delle tecniche murarie messe in atto nell’edificio oggetto di intervento; risulta quindi di attuale e fondamentale importanza la definizione del comportamento meccanico delle murature di laterizio riferita sia a costruzioni di recente realizzazione che ad edifici storici.



Muratura di mattoni

# Capitolo 1

## La muratura:

## materiali costituenti

## Tipologie e tecniche costruttive

### **1.1 Introduzione**

La muratura è la tecnica costruttiva più antica e diffusa; negli ultimi decenni si sono avuti numerosi sviluppi nei materiali e nelle applicazioni, ma il metodo di posa in opera del materiale è rimasto uguale nei secoli, ossia attraverso la sovrapposizione degli elementi intervallati da giunti di malta.

Le costruzioni in muratura hanno avuto in passato un elevato sviluppo grazie, soprattutto, alla relativa semplicità di posa in opera dei materiali ed alla semplicità di ricavare gli elementi principali; oggi invece questo sistema costruttivo viene spesso messo da parte a favore di sistemi basati su cemento armato e acciaio, a causa della mancanza di conoscenze specifiche del comportamento strutturale sotto azioni orizzontali quali quelle di un sisma.

In questo capitolo viene presentata e descritta la muratura di mattoni e le caratteristiche principali dei suoi componenti (mattoni e giunti di malta); verrà posta l'attenzione anche alle recenti tecniche costruttive e all'utilizzo della muratura in ambito civile ed edile.

### **1.2 La muratura**

La muratura è costituita da un insieme di elementi artificiali o naturali (mattoni o pietre), aventi forma più o meno regolare, posati e sovrapposti in opera gli uni agli altri secondo una specifica tessitura e collegati tra loro mediante interposizione di una sostanza legante chiamata malta; esistono anche esempi di murature di pietrame a secco.

I giunti di posa sono di regola orizzontali e a tale disposizione si riferiscono le modellazioni moderne correnti; tuttavia negli archi la disposizione più frequente dei giunti è normale

all'asse longitudinale mentre, nelle volte e nelle cupole, vengono adottate disposizioni speciali tendenti a contrastare la formazione di lunghe fessure lungo i giunti.

La muratura viene utilizzata per fini o per prestazioni molto varie ed assolve spesso numerose funzioni; di volta in volta può possedere una funzione prevalente e, in questo caso, viene correttamente dimensionata con le caratteristiche necessarie ed eseguita con gli elementi dalle forme e prestazioni più idonei.

La muratura si può distinguere in:

- **muratura portante:** assolve il compito primario di “elemento portante per l'edificio” (figura 1.1); ulteriori approfondimenti riguardo la muratura portante sono riportati al § 1.5.1;

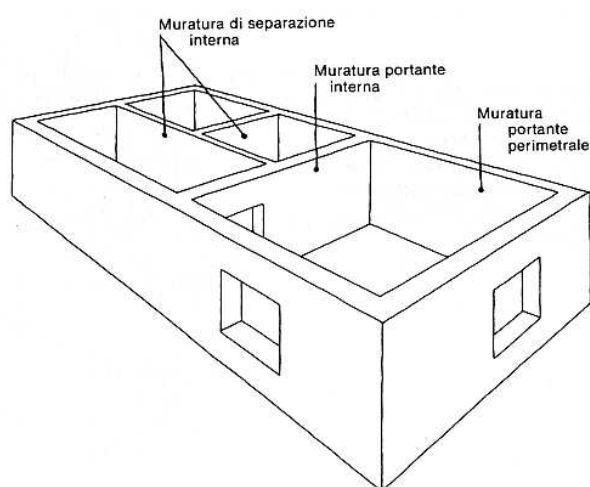


Fig. 1.1 - Esempi di muratura portante interna ed esterna

- **muratura di tamponamento:** viene generalmente utilizzata per la separazione tra l'ambiente abitato e l'esterno di edifici concepiti a struttura portante intelaiata in cemento armato o acciaio (figura 1.2);

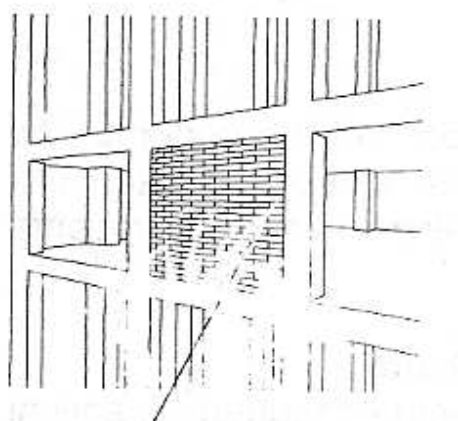


Fig. 1.2 - Muratura di tamponamento

- **muratura di suddivisione o parete divisoria:** assolve il compito di suddividere gli spazi interni delimitando i singoli ambienti (figura 1.1);
- **muratura “faccia a vista”:** viene di solito realizzata con elementi artificiali o naturali aventi una finitura superficiale tale da poter essere lasciata a vista, senza la necessità di essere intonacata (figura 1.3);



Fig. 1.3 - Esempi di muratura “faccia a vista”

- **muratura attrezzata:** è dotata di particolari soluzioni atte a consentire il passaggio o il flusso di fluidi e le canalizzazioni di impianti (figura 1.4);

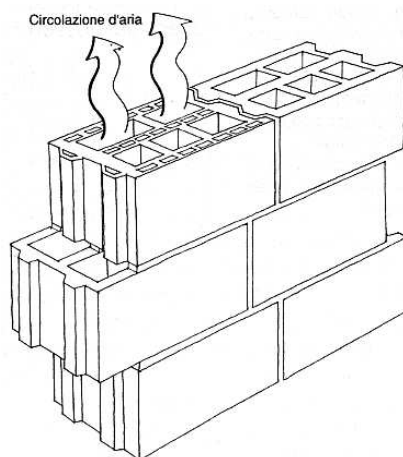


Fig. 1.4 - Esempi di elementi con canalizzazioni adatti per murature attrezzate



- **muratura di protezione:** assolve il compito di assorbimento e di protezione acustica in luoghi dove sia presente una sorgente di rumore (figura 1.5).



Fig. 1.5 - Muratura di protezione

### 1.3 Elementi costituenti la muratura

La muratura moderna è costituita da elementi resistenti (blocchi, mattoni, conci) generalmente di forma parallelepipedica, posti in opera secondo strati regolari di spessore costante e legati tra loro tramite malta; tecniche recenti prevedono l'uso di elementi con forme particolari (blocchi ad incastro, a T, ecc.) allo scopo di ridurre la trasmittanza termica, oppure per facilitare la realizzazione di spessori diversi, per facilitare la costruzione o per altri impieghi speciali.

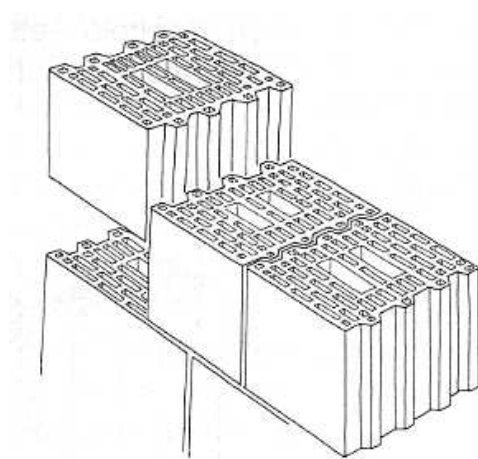


Fig. 1.6 - Muratura con elementi ad incastro



È il caso di sottolineare come le caratteristiche dei materiali moderni, in particolare degli elementi, siano il frutto di una continua evoluzione tecnologica che tende al raggiungimento di adeguate caratteristiche, sia per quanto riguarda le prestazioni meccaniche, sia per quanto riguarda le proprietà di isolamento termo-acustico, di resistenza al fuoco, di durabilità; vengono di seguito presentati brevemente gli elementi costituenti la muratura e alcune loro proprietà significative dal punto di vista meccanico.

Gli elementi per le costruzioni in muratura si possono classificare in base al materiale costituente:

- elementi in laterizio (normale o alleggerito);
- elementi in calcestruzzo (normale o alleggerito);
- elementi in pietra.

In alcuni paesi esteri sono anche diffusi elementi in silicato di calcio (mattoni silico-calcarei) che, tuttavia, sono sostanzialmente assenti nella tradizione costruttiva italiana.

Gli elementi devono avere caratteristiche tali da sopportare i carichi gravanti; a tale scopo vengono utilizzati elementi artificiali (detti mattoni o blocchi) pieni o tali da presentare un rapporto tra i vuoti e area lorda non troppo elevato; tale rapporto è detto percentuale di foratura.

### 1.3.1 Elementi in laterizio

Gli elementi in laterizio possono essere costituiti da laterizio normale o alleggerito in pasta, per migliorare le caratteristiche di isolamento termico; si ottengono mediante indurimento per cottura ad alte temperature di paste di argilla modellate.

Gli elementi possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (detti a foratura verticale), oppure in direzione parallela (detti a foratura orizzontale); questi ultimi non sono consentiti per fini strutturali.

Spesso sono presenti uno o due fori di dimensioni maggiori atti alla presa dell'elemento e che, in alcuni casi, sono utilizzati anche per la collocazione delle armature verticali, nel caso si voglia realizzare la muratura armata.

In figura 1.7 sono riportati alcuni esempi di elementi murari in laterizio:



Fig. 1.7 - Elementi murari in laterizio

Per l'impiego ai fini strutturali le normative distinguono gli elementi classificandoli in base alla percentuale di foratura  $\varphi$  e all'area media della sezione normale di ciascun foro  $f$ ; la percentuale di foratura  $\varphi$  è così definita:

$$\varphi = 100 \frac{F}{A}$$

dove:  $F$  è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti  
 $A$  è l'area lorda della faccia della sezione normale dell'elemento

La normativa italiana (NTC2008) definisce tre classi di elementi per uso strutturale:

**Tabella 1.1** – Classificazione degli elementi in laterizio

Categoria	Percentuale di foratura $\varphi$	Area $f$ della sezione normale del foro
Elementi pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Elementi semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Elementi forati (*)	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

(\*) non idonei in zona sismica

In zona sismica sono ammessi solo elementi pieni e semipieni con percentuale di foratura non superiore al 45%.

- **Elementi in laterizio pieni:** si considerano pieni i mattoni che abbiano incavi limitati e destinati ad essere riempiti dalla malta (figura 1.8).

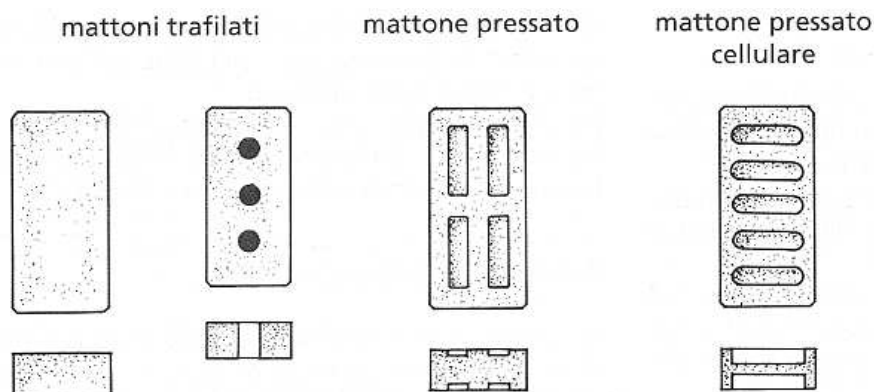


Fig. 1.8 - Elementi in laterizio pieni

- **Elementi in laterizio semipieni:** si considerano semipieni gli elementi in laterizio posti in opera con la foratura in direzione verticale e dotati di apprezzabili caratteristiche resistenti, leggerezza ed isolamento termico (figura 1.9).

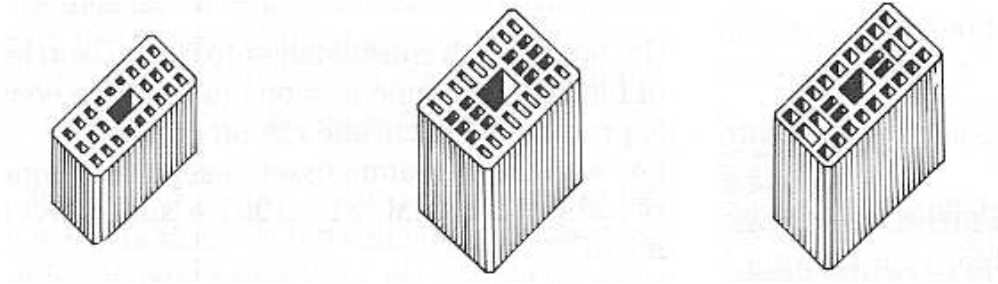


Fig. 1.9 - Elementi in laterizio semipieni

Tra gli elementi semipieni si è sviluppata, negli ultimi decenni, la tecnologia dei **laterizi alleggeriti termoisolanti**, che sono ottenuti additivando l'argilla ancora cruda con polistirolo espanso in forma di piccole sfere di 1÷2 mm di diametro; il laterizio alleggerito presenta un peso specifico variabile attorno ai 1.450 kg/m<sup>3</sup>, al posto di 1.800÷2.000 kg/m<sup>3</sup> dell'argilla cotta.

Tra i laterizi alleggeriti si ricordano, ad esempio, il Poroton® e l'Alveolater® (figura 1.10).

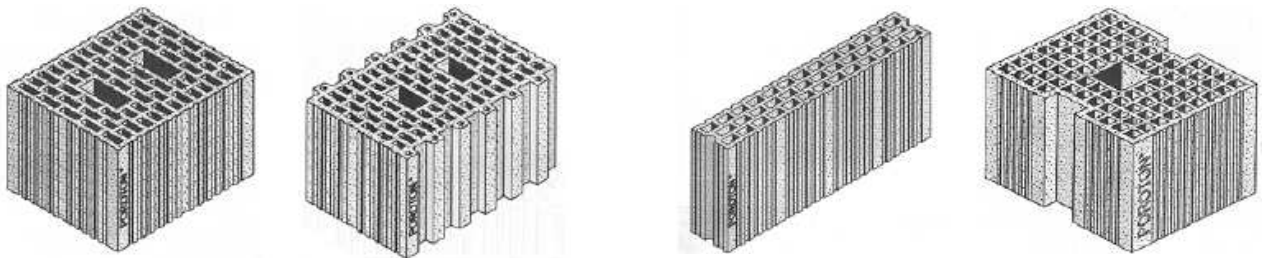


Fig. 1.10 - Elementi in laterizio alleggerito

- **Elementi in laterizio forati:** gli elementi forati sono utilizzati prevalentemente per le murature di tamponamento e sono posti in opera generalmente a fori orizzontali; non hanno funzione portante (figura 1.11).



Fig. 1.11 - Elementi in laterizio forati

Le NTC2008 non indicano nessun valore minimo per lo spessore dei setti; gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Dal punto di vista delle verifiche statiche si considerano le seguenti resistenze:

- resistenza caratteristica a compressione nella direzione dei carichi verticali  $f_{bk}$ ;
- resistenza caratteristica a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della parete  $f_{bk}^*$ .

Il laterizio, come materiale, può avere una resistenza a compressione anche molto elevata (fino a 30 N/mm<sup>2</sup>); tuttavia i mattoni e i blocchi, a causa della presenza dei fori, presentano generalmente delle resistenze sensibilmente inferiori:

- elementi pieni:  $f_{bk} = 20\div 30$  N/mm<sup>2</sup>
- elementi semipieni:  $f_{bk} = 12\div 20$  N/mm<sup>2</sup>
- elementi alleggeriti:  $f_{bk} = 6\div 10$  N/mm<sup>2</sup>
- elementi forati: non portanti

La resistenza a compressione  $f_b$  del singolo elemento è comunemente riferita all'area lorda, cioè all'area racchiusa dal perimetro ed è misurata in direzione normale al piano di posa (ossia nella direzione dei carichi verticali); nel caso di blocchi portanti con forature risulta di particolare interesse anche la resistenza a compressione  $f_b^*$  del singolo elemento, misurata parallelamente al piano di posa (ossia perpendicolarmente ai fori).

### 1.3.2 Elementi in calcestruzzo

Esistono diverse tipologie di elementi in calcestruzzo, in base alla natura dei materiali; le più diffuse sono le seguenti:

- **elementi in calcestruzzo di aggregato denso**, ottenuti miscelando aggregati selezionati, cemento ed altri materiali in una forma rigida sotto pressione o vibrazione;
- **elementi in calcestruzzo di aggregato leggero**, ottenuti miscelando cemento con un aggregato principale a bassa densità, quale scisto argilloso espanso o argilla espansa, formati sotto pressione o vibrazione;
- **elementi in calcestruzzo aerati autoclavati** (ad esempio Gasbeton), ottenuti miscelando aggregato fine siliceo, cemento, calce e un appropriato agente aerante e trattati con processo in autoclave; hanno comunque, al momento, una minima diffusione come materiale strutturale.

I blocchi in calcestruzzo sono utilizzati sia per la muratura ordinaria che per quella armata; alcune forme di blocchi, con fori molto ampi, permettono l'inserimento di rinforzi o di cordolature in cemento armato, oppure consentono un'agevole collocazione delle armature per poi essere utilizzate come casseri a perdere con successivo riempimento mediante getto di calcestruzzo.

Alcune possibili forme per gli elementi in calcestruzzo sono riportate in figura 1.12.

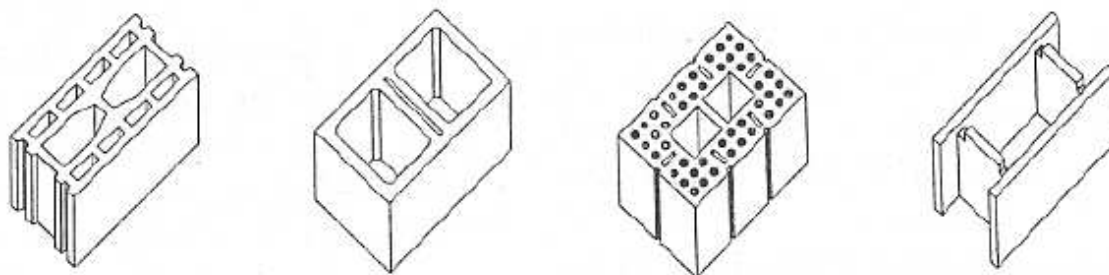


Fig. 1.12 - Esempi di elementi murari in calcestruzzo

Anche per i blocchi in calcestruzzo esiste una classificazione in base alla percentuale di foratura (NTC2008), analogamente a quanto specificato per i laterizi:

**Tabella 1.2** – Classificazione degli elementi in calcestruzzo

Categoria	Percentuale di foratura $\varphi$	Area $f$ della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Elementi pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Elementi semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Elementi forati (*)	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

(\*) non idonei in zona sismica

avendo indicato con  $\varphi$  il rapporto percentuale tra l'area complessiva dei fori passanti (e profondi non passanti) e l'area lorda  $A$  della faccia dell'elemento delimitata dal suo perimetro e con  $f$  l'area media della sezione normale di un foro; in zona sismica sono ammessi solo elementi pieni e semipieni con foratura non superiore al 45%.

Anche in questo caso le NTC2008 non indicano nessun valore minimo per lo spessore dei setti; gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Le resistenze a compressione dei blocchi in calcestruzzo possono variare da  $2\div 3$  N/mm<sup>2</sup> nel caso di calcestruzzo leggero, fino a circa  $20\div 30$  N/mm<sup>2</sup> per blocchi in calcestruzzo normale.

### 1.3.3 Elementi in pietra

Gli elementi naturali ricavati dal materiale lapideo devono presentare le seguenti caratteristiche:

- non devono essere friabili o sfaldabili;
- non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili o residui organici;
- devono essere integri e senza zone alterate o removibili.

Le caratteristiche fisico-meccaniche delle pietre sono piuttosto variabili ed hanno limiti abbastanza ampi anche per uno stesso tipo di pietra; valori indicativi delle resistenze a compressione sono i seguenti:

- rocce tenere (tufi):  $0,3\div 15$  N/mm<sup>2</sup>
- rocce semidure (arenarie, calcari, travertini):  $4\div 200$  N/mm<sup>2</sup>
- rocce dure (dolomie, porfidi, graniti, marmi):  $40\div 500$  N/mm<sup>2</sup>

Il rapporto tra la resistenza a compressione e la resistenza a trazione è normalmente compreso fra 15 e 40, con addensamento dei valori attorno a 30.

È bene ricordare che nella muratura in pietra, ancor più che nelle murature con elementi artificiali (più regolari dal punto di vista geometrico), la resistenza è fortemente condizionata, oltre che dalla resistenza delle pietre, dai seguenti fattori:

- forma e dimensioni degli elementi;
- tipo di lavorazione: pietra squadrata o sbozzata;
- regolarità e “tessitura” della muratura, ovvero disposizione degli elementi (figura 1.13);
- caratteristiche resistenti della malta;
- adesività degli elementi alle malte.



Fig. 1.13 - Alcuni esempi di tessitura muraria: pietra non squadrata, pietra listata e pietra squadrata



Con pietre di elevata resistenza, la resistenza complessiva della muratura è sostanzialmente limitata dalle proprietà della malta.

Il gruppo di studio GNDT-SSN (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti e Servizio Sismico Nazionale) ha proposto una classificazione della muratura in pietra in due livelli (I e II) sulla base di:

- tipo di paramento:
  - A (irregolare)
  - B (sbozzato)
  - C (regolare)
- qualità della malta:
  - BQ (buona qualità)
  - CQ (cattiva qualità)
- grado di collegamento trasversale:
  - Pc (paramenti collegati)
  - Ps (paramenti scollegati)

Di seguito si riportano alcune illustrazioni e tabelle tratte dal Manuale AeDES per una “classificazione della muratura in pietra”:

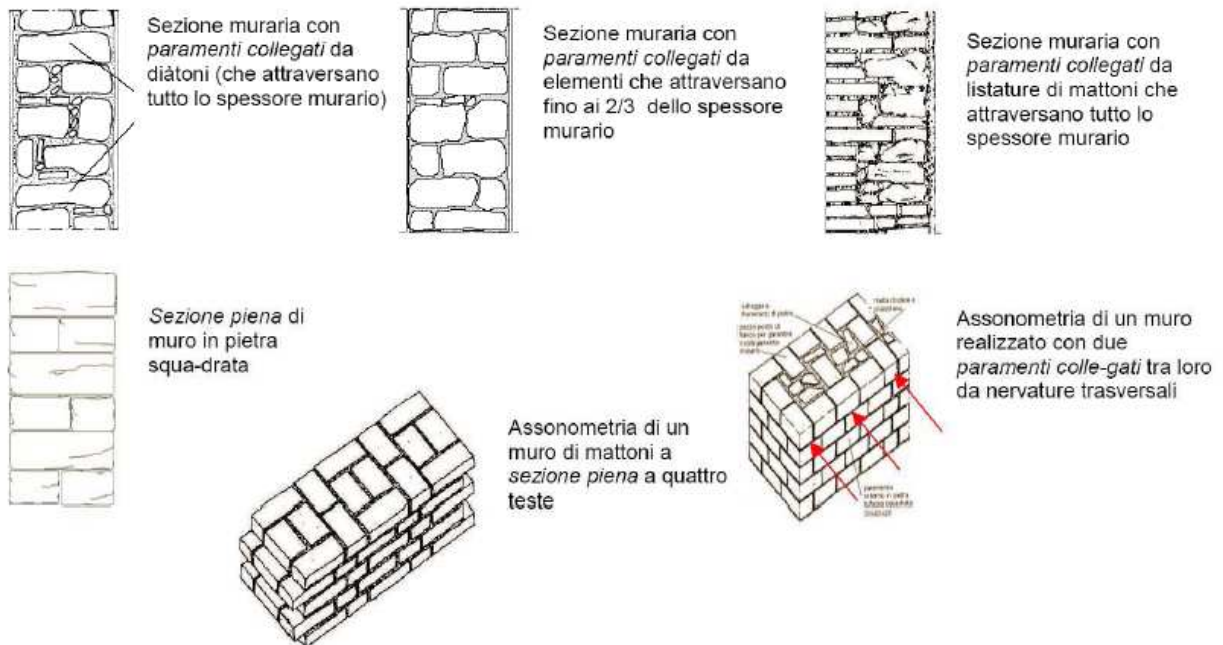


Fig. 1.14 - Pc: sezione a paramenti ben collegati o ad un unico paramento (sezione piena)

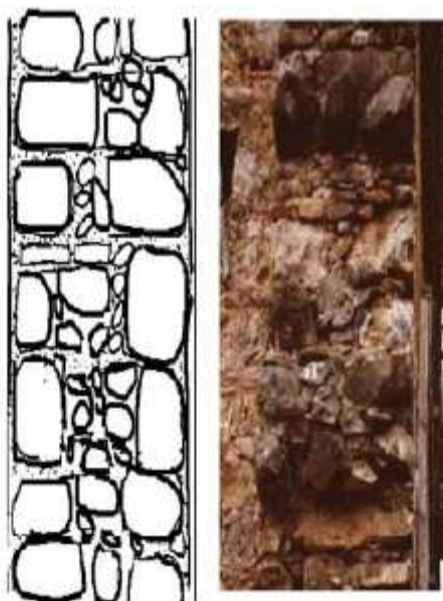


Fig. 1.15 - Ps: sezione muraria a doppio paramento (paramenti non collegati)

Tabella 1.3 – Muratura irregolare (Manuale AeDES)

Tipo	Tipo di elementi	Codice Tipo	Codice Ricorsi	Assegnazione	Esempi di Tessitura	
MURATURA IRREGOLARE COD. A	<i>Pietra arrotondata o ciottoli di fiume di piccole o medie dimensioni</i>	A1	SR (no)			
			CR (si)			
	<i>Pietra grezza o pietrame: scapoli di cava, scaglie, pietre di pezzatura varia</i>	A2	SR (no)			
			CR (si)			



Tabella 1.4 – Muratura sbazzata (Manuale AeDES)

Tipo	Tipo di elementi	Codice Tipo	Codice Ricorsi	Assegnazione	Esempi di Tessitura
<b>MURATURA SBOZZATA COD. B</b>	<i>Elementi lastriformi ("pietra a soletti")</i>	B1	SR (no)		
			CR (si)		
	<i>Elementi pseudo regolari sommariamente lavorati</i>	B2	SR (no)		
			CR (si)		

Tabella 1.5 – Muratura regolare (Manuale AeDES)

Tipo	Tipo di elementi	Codice Tipo	Codice Ricorsi	Assegnazione	Esempi di Tessitura
<b>Muratura regolare COD. C</b>	<i>Pietra naturale squadrata (tufo, calcare, arenaria, ecc.)</i>	C1	SR (no)		
			CR (si)		
	<i>Pietra artificiale (mattoni)</i>	C2			

## 1.4 Le malte

Le malte per murature sono classificate in base alla composizione (cioè la proporzione in volume tra i leganti, la sabbia e altri componenti) e alle loro proprietà meccaniche.

I leganti comunemente utilizzati per la realizzazione delle malte sono: il cemento, la calce idraulica, la calce idrata, la pozzolana; inoltre, secondo la normativa, devono essere rispettate le seguenti prescrizioni in merito alla composizione delle malte leganti:

- l'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sostanze organiche o grassi, non deve essere aggressiva né contenere solfati o cloruri in percentuale dannosa;
- la sabbia da impiegare per il confezionamento delle malte deve essere priva di sostanze organiche, terrose o argillose.

Eventualmente possono essere aggiunti additivi chimici per migliorarne le caratteristiche:

- additivi plastificanti per migliorarne la lavorabilità;
- additivi plastificanti e trattenenti l'acqua, per minimizzare l'adsorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi resistenti (fenomeno che può condizionare fortemente le qualità meccaniche dei giunti di malta); per questo motivo gli elementi devono essere inumiditi prima della posa in opera;
- additivi per ritardare la presa della malta premiscelata in stabilimento;
- additivi impermeabilizzanti;
- additivi con proprietà adesive.

Secondo le NTC2008 (par. 11.10.2) la classe di una malta può essere definita, dal punto di vista meccanico, in base alla sua resistenza media a compressione  $f_{mm}$  espressa in  $N/mm^2$  (Tabella 1.6), oppure in base alla sua composizione (Tabella 1.7); la classe di una malta è indicata da una sigla costituita dalla lettera **M** seguita da un numero che indica la resistenza  $f_{mm}$ ; per l'impiego in murature portanti non sono ammesse malte con resistenza  $f_{mm} < 2,5 N/mm^2$ .

**Tabella 1.6** – Classi di malte leganti a resistenza

Classe	M2,5*	M5	M10	M15	M20	Md
Resistenza a compressione $f_{mm}$ ( $N/mm^2$ )	2,5	5	10	15	20	$d > 25$

(\*) la malta **M2,5** non è ammessa in zona sismica

d è una resistenza a compressione ( $> 25 \text{ N/mm}^2$ ) dichiarata dal produttore.

**Tabella 1.7 – Classi di malte leganti a composizione**

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M2,5* (M4)	Idraulica	--	--	1	3	--
M2,5* (M4)	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M2,5* (M4)	Bastarda	1	--	2	9	--
M5 (M3)	Bastarda	1	--	1	5	--
M8 (M2)	Cementizia	2 (1)	--	1 (0,5)	8 (4)	--
M12 (M1)	Cementizia	1	--	--	3	--

(\*) la malta **M2,5** non è ammessa in zona sismica

Le NTC2008 hanno introdotto una nuova denominazione delle malte rispetto al D.M. '87, che definiva quattro classi di malta (M1, M2, M3, M4), di qualità meccaniche decrescenti da M1 a M4, specificando per queste le proporzioni in volume di leganti e di sabbia.

## 1.5 Tecniche costruttive moderne e tipi strutturali

### 1.5.1 La muratura portante

La muratura portante è chiaramente destinata a realizzare le parti strutturali di un edificio, sostenendo i carichi verticali (che provengono dalle murature sovrastanti e dai solai) e quelli orizzontali (vento e sisma); di seguito si elencano vantaggi e svantaggi di una struttura portante in muratura:

- **Vantaggi:**
  - comportamento statico: complesso edilizio omogeneo, con diffusione ampia delle strutture resistenti; buon comportamento a compressione;
  - costruzione, manutenzione e riparazione semplici ed economiche: costruire in muratura significa realizzare direttamente la struttura portante e gli elementi divisorii;
  - durabilità;
  - ponti termici ridotti;

- isolamento termico ed acustico;
  - resistenza e reazione al fuoco.
- **Svantaggi:**
- comportamento statico: scarsa resistenza a trazione;
  - aumento dell'ingombro in pianta: nel caso delle strutture intelaiate gli ingombri sono limitati ai soli pilastri, lasciando ampi spazi e libertà di organizzazione degli spazi interni;
  - fondazioni: è necessario prevedere strutture di fondazione lungo tutto lo sviluppo delle murature; inoltre devono essere sufficientemente rigide, in modo da escludere cedimenti differenziali che potrebbero provocare fessurazione nella muratura;
  - carichi concentrati: devono essere adeguatamente ripartiti sulla muratura.

## **1.5.2 Tecniche costruttive moderne**

Gli edifici in muratura portante possono essere realizzati secondo diverse tecniche costruttive, legate sia a fattori culturali che tecnologico-costruttivi; tra le moderne tecniche realizzative si distinguono tre tipologie:

- **muratura ordinaria (detta anche semplice o non armata)**
- **muratura armata**
- **muratura intelaiata o confinata**

### **1.5.2.1 Muratura ordinaria o non armata**

La muratura ordinaria è costituita dal semplice assemblaggio degli elementi resistenti con malta oppure a secco; presenta una bassa resistenza a trazione soprattutto in direzione normale ai giunti orizzontali e meccanismi di collasso tendenzialmente di tipo fragile (per taglio o per instabilità); è una tipologia costruttiva molto diffusa nelle costruzioni esistenti e in quelle nuove di ridotta dimensione.

A seconda dell'orientamento degli elementi si ottengono murature con giaciture e spessori diversi (figura 1.16):

- muratura di mattoni disposti in foglio;
- muratura di mattoni ad una testa, a due teste, oppure a tre o più teste;
- muratura in blocchi monostrato;
- muratura pluristrato con camere d'aria o isolanti.

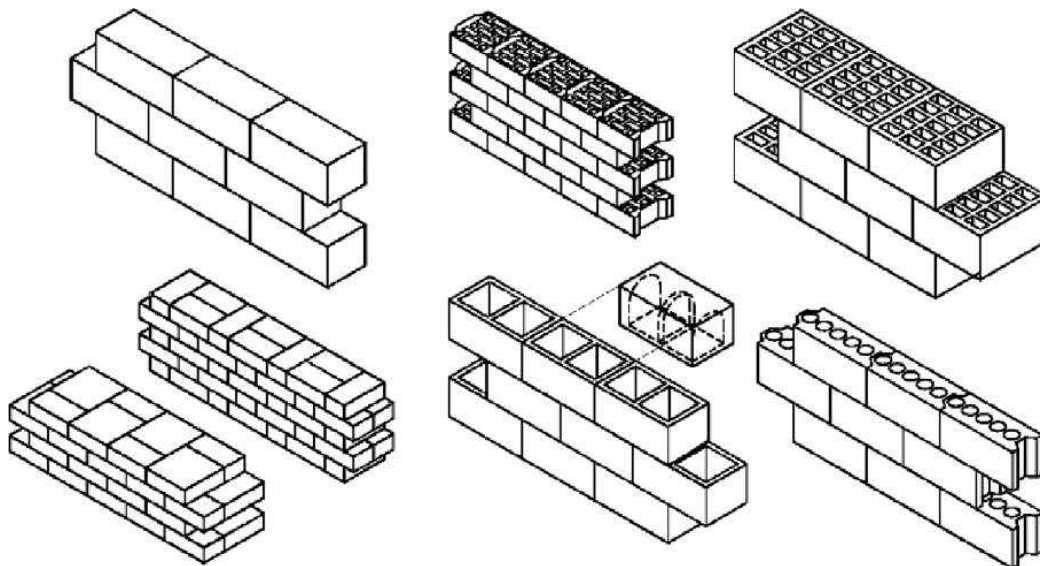


Fig. 1.16 - Schemi di orientamento degli elementi per muratura non armata

Nel caso di muratura pluristrato o a doppio paramento è possibile considerare un comportamento monolitico solo a condizione che sia garantito un solido ed efficace collegamento tra i due paramenti; per ottenere una buona solidità strutturale e robustezza della costruzione è necessario che gli elementi siano disposti in modo da garantire un buon ammorsamento reciproco in tutte le direzioni, prevedendo una sufficiente sovrapposizione degli elementi resistenti (figura 1.17).

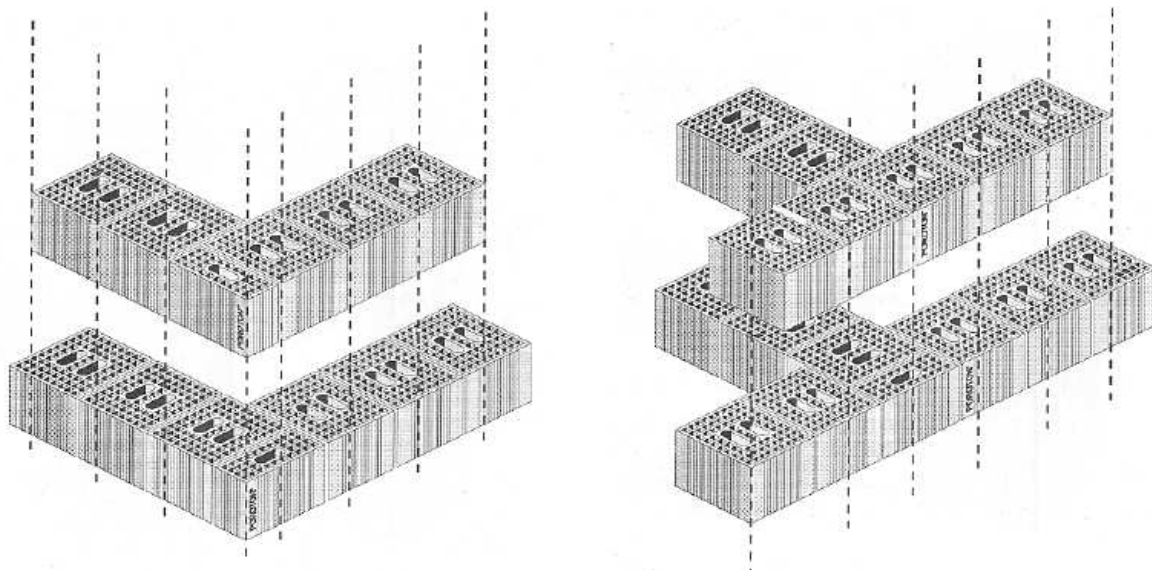


Fig. 1.17 - Sovrapposizione degli elementi per muratura non armata



In una muratura ordinaria l'introduzione di armature (muratura armata) o di cordolature in cemento armato (muratura intelaiata) consente di assorbire le trazioni e di ridurre la fragilità dei meccanismi di collasso.

## 1.5.2.2 Muratura armata

### 1.5.2.2.1 Aspetti generali, tipologie e modalità esecutive

Il D.M. 14/01/2008 fornisce la seguente definizione di muratura armata:

*“Per muratura armata si intende quella costituita da elementi resistenti artificiali idonei alla realizzazione di pareti murarie, tali da consentire l'inserimento di armature verticali e orizzontali; la malta o il conglomerato di riempimento dei vani o degli alloggi delle armature deve avere  $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$  e deve avvolgere completamente l'armatura; lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai.”*

La muratura armata è costituita da elementi resistenti artificiali pieni o semipieni che possono incorporare, al loro interno, armature metalliche orizzontali e verticali; le armature verticali possono essere inserite in appositi fori presenti nei blocchi (figura 1.18.a), oppure in tasche create con una disposizione opportuna degli elementi (figura 1.18.b); i fori e le tasche vengono successivamente riempiti con malta o calcestruzzo.

Le armature orizzontali, sotto forma di barre semplici o di tralicci, vengono disposte nei letti di malta (figura 1.18.c), oppure entro tasche a sviluppo orizzontale create da una opportuna conformazione dei blocchi (figura 1.18.d); un particolare tipo di muratura armata è inoltre la muratura a cavità con parete di cemento armato inclusa tra due pareti in muratura (figura 1.18.e).

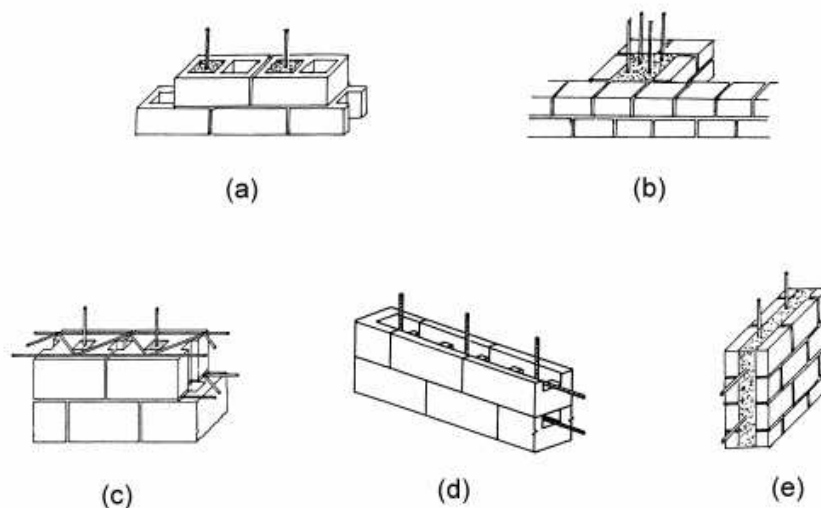


Fig. 1.18 - Tipologie di muratura armata

In figura 1.19 e 1.20 sono raffigurate altre tipologie di muratura armata:

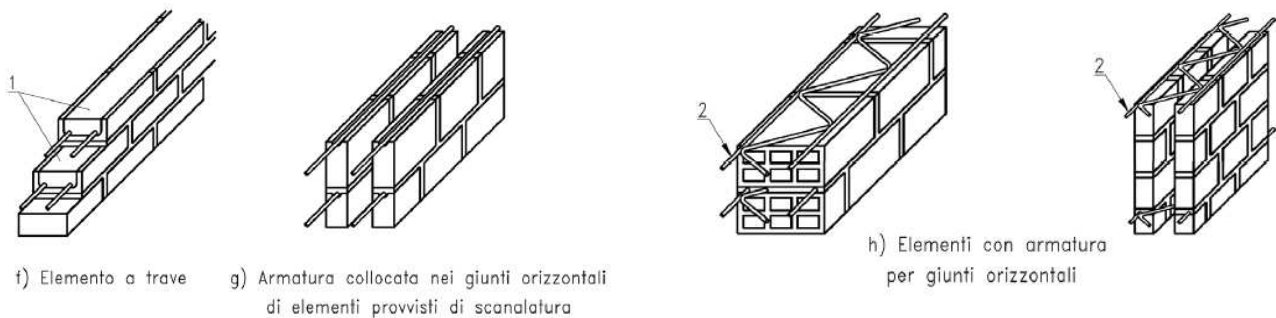


Fig. 1.19 - Tipologie di muratura armata: 1) calcestruzzo di riempimento; 2) armatura posizionata nella malta

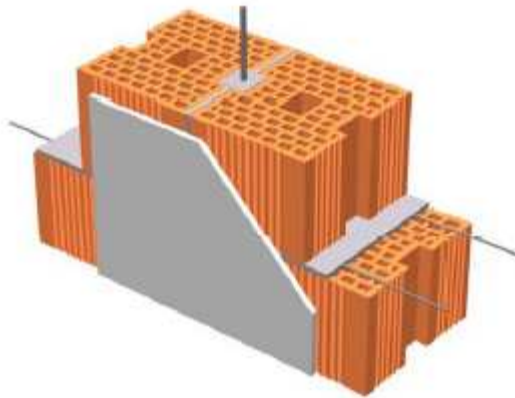


Fig. 1.20 - Posizionamento delle barre di armatura verticali e orizzontali

Esistono svariati tipi di murature armate e, solitamente, sono coperte da brevetto; tra queste si hanno: Muratura Armata Poroton®, Muratura Armata Alveolater®, ecc..

La muratura armata presenta i seguenti vantaggi:

- aumento della resistenza a flessione sia per azioni ortogonali che parallele al piano della muratura, con conseguente aumento della stabilità dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali (vento, sisma); in questo caso le sezioni vengono in genere considerate come sezioni miste, dove le barre di armatura resistono a trazione e la muratura a compressione, similmente alle sezioni in cemento armato (figura 1.21);
- aumento della duttilità sotto l'azione di forze taglianti; l'armatura evita collassi fragili successivi alla fessurazione e mantiene l'integrità della parete oltre il campo elastico (post-elastico), con un sensibile aumento della duttilità ed una diminuzione della

suscettibilità al danneggiamento; tale funzione si esplica anche in un aumento della resistenza a taglio per azioni nel piano; in questo caso le norme propongono l'uso di una armatura diffusa sia orizzontale che verticale, con precise indicazioni sul diametro e sul passo delle armature da disporre all'interno della muratura.

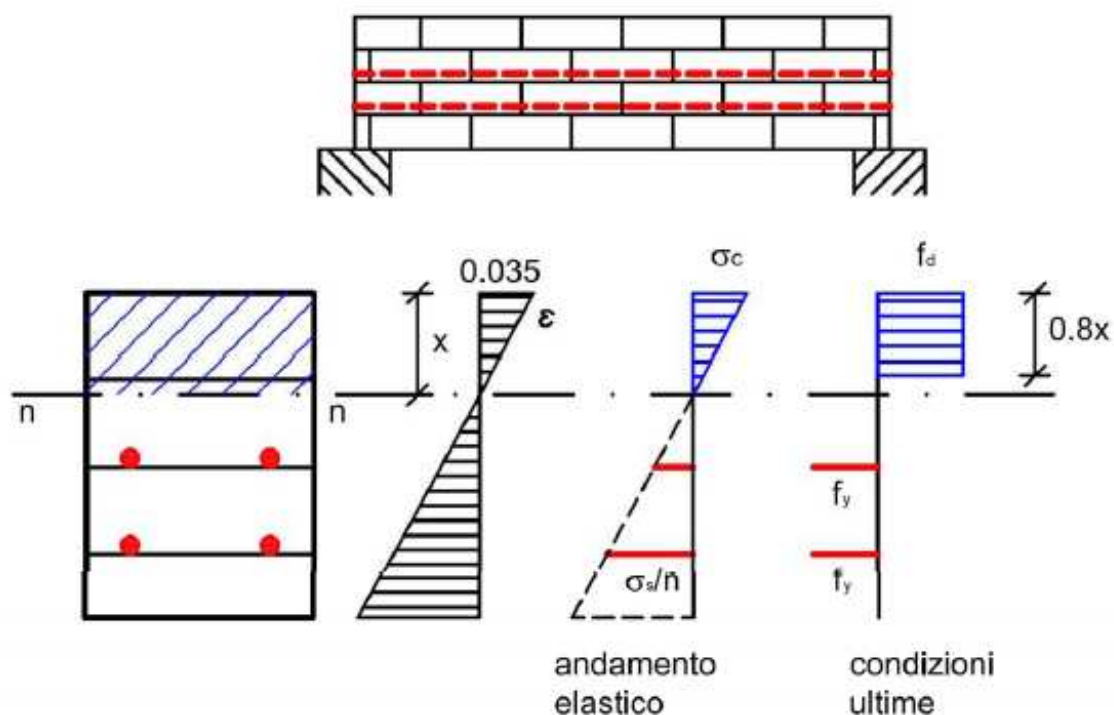


Fig. 1.21 - Stato di sollecitazione nella sezione di una muratura armata

Un'armatura diffusa fornisce resistenza a trazione negli elementi inflessi, necessaria ed efficace nel contenere fessurazioni indesiderate in condizioni di esercizio dovute, ad esempio, a concentrazioni di tensione o a stati di coazione causati da deformazioni differenziali (deformazioni viscosi o da ritiro, deformazioni termiche, ecc.) che, in condizioni particolari, possono dare origine a fenomeni di fessurazione nella muratura ordinaria (figura 1.22); si ricordano, in particolare, gli stati di tensione dovuti a:

- ritiro delle parti in calcestruzzo che insistono su parti in muratura;
- variazioni di temperatura;
- accumulo di sforzi dovuti a carichi concentrati;
- assestamenti differenziali del terreno, ecc..





Fig. 1.22 - Tipiche fessurazioni nelle murature

Di seguito vengono riportati alcuni particolari riguardo le costruzioni in muratura armata:

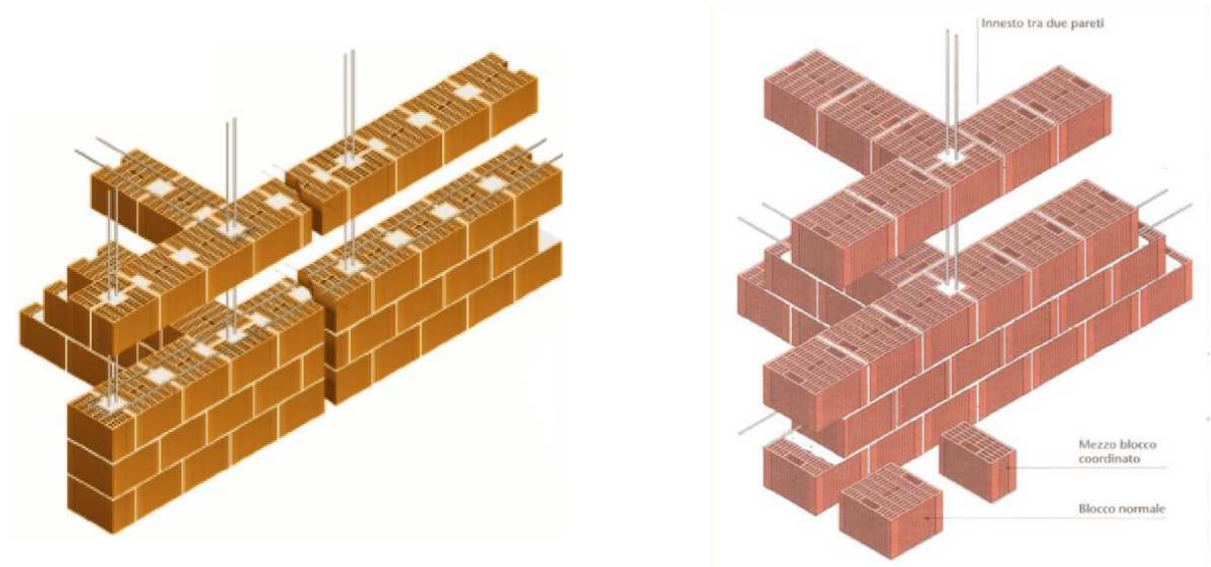


Fig. 1.23 - Particolare di innesto tra due pareti e zona terminale della muratura

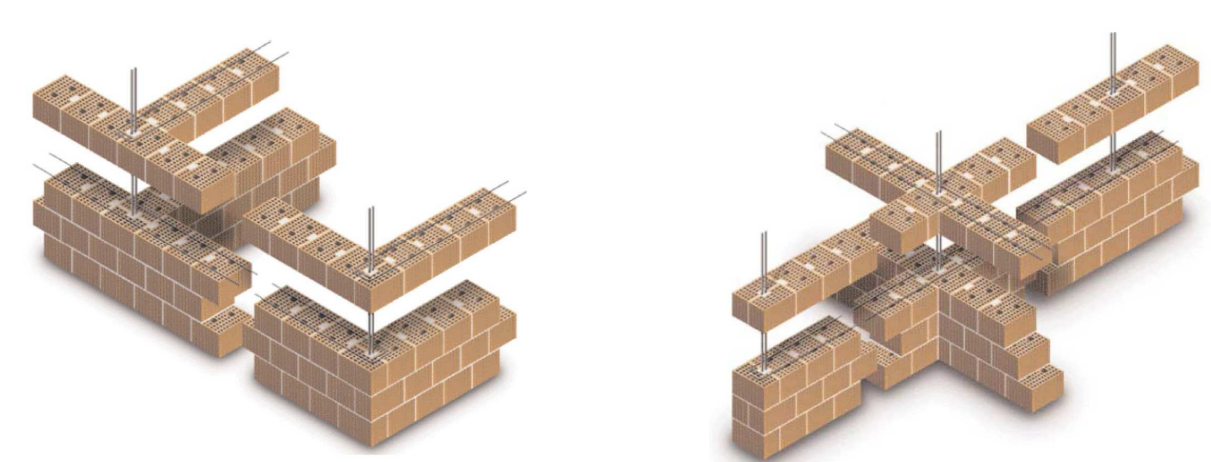


Fig. 1.24 - Particolare di incrocio perimetrale a "T" e a "L" (sinistra); disposizione delle armature ad interasse di almeno 4.0 m (destra)

Di seguito si riportano alcune immagini riguardanti varie fasi della costruzioni di edifici in muratura armata:



Fig. 1.25 - Infilatura dei blocchi in corrispondenza delle barre verticali di armatura e disposizione delle staffe



Fig. 1.26 - Disposizione del primo corso di blocchi ed individuazione delle posizioni delle barre verticali di armatura; realizzazione dei fori di alloggiamento delle barre verticali di armatura nelle posizioni preventivamente individuate





Fig. 1.27 - Sigillatura dei fori di alloggiamento delle armature verticali con idonea miscela ancorante; particolare dell'armatura del cordolo di solaio



Fig. 1.28 - Disposizione delle staffe orizzontali e barre verticali di armatura ancorate nella fondazione sottostante; particolare d'angolo tra due setti murari

### 1.5.2.2 Prescrizioni normative

Riguardo la muratura armata, la normativa italiana riporta quanto segue (figura 1.29):

- le barre di armatura dovranno essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e dovranno essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali; in alternativa potranno essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo tale da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio;
- dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione (ad esempio: 5 cm dal bordo esterno);
- armatura orizzontale disposta ad interasse non superiore a 600 mm; diametro delle barre non minore di 5 mm e percentuale di armatura compreso tra 0,05% e 0,5% dell'area lorda della muratura;
- armatura verticale disposta in apposite cavità; sezione complessiva non inferiore a 200 mm<sup>2</sup> ad ogni estremità di parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad interasse non maggiore di 4 m; la percentuale di armatura deve essere compresa tra lo 0,05% e l'1,0%;
- le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che lo snervamento dell'armatura abbia luogo prima che venga meno la resistenza della giunzione; in mancanza di dati sperimentali relativi alla tecnologia usata, la lunghezza di sovrapposizione deve essere di almeno 60 diametri.

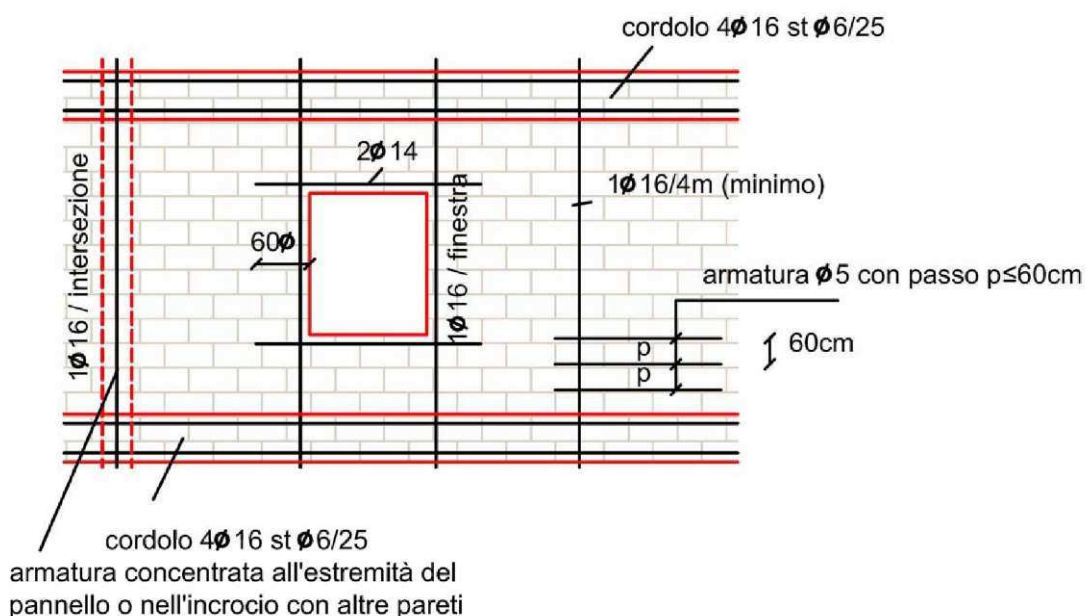


Fig. 1.29 - Disposizione delle armature per una parete in muratura

### 1.5.2.2.3 Strutture miste con pareti in muratura ordinaria e armata

Sono strutture costituite da elementi di diversa tecnologia; in particolare si segnalano quelle strutture costituite da pilastri in cemento armato e pareti in muratura portante ordinaria o armata.

Queste strutture possono risultare vantaggiose ai fini architettonico-distributivi, ad esempio nel caso di pilastri centrali in c.a. e struttura portante esterna in muratura.

Come riportato al par. 7.8.4 delle NTC2008, nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché l'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi aventi la stessa tecnologia (ad esempio, o tutta alle pareti in muratura o tutta alle pareti in cemento armato).

Nei casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima dovrà essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare.

I collegamenti tra elementi di tecnologia diversa dovranno essere espressamente verificati. Particolare attenzione dovrà essere prestata alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali; inoltre sarà necessario verificare la compatibilità delle deformazioni conseguenti alle diverse deformabilità per tutte le parti strutturali.

### 1.5.2.3 Muratura intelaiata o confinata

La muratura intelaiata viene realizzata mediante cordoli in cemento armato orizzontali e verticali adeguatamente connessi tra loro ed aderenti agli elementi murari, assieme ai quali formano l'organismo resistente (figura 1.30); l'effetto di intelaiamento prodotto dall'introduzione dei cordoli verticali collegati con quelli orizzontali è quello di fornire alla struttura in muratura un maggior livello di duttilità, un minor degrado di resistenza e una minore suscettibilità al danneggiamento.

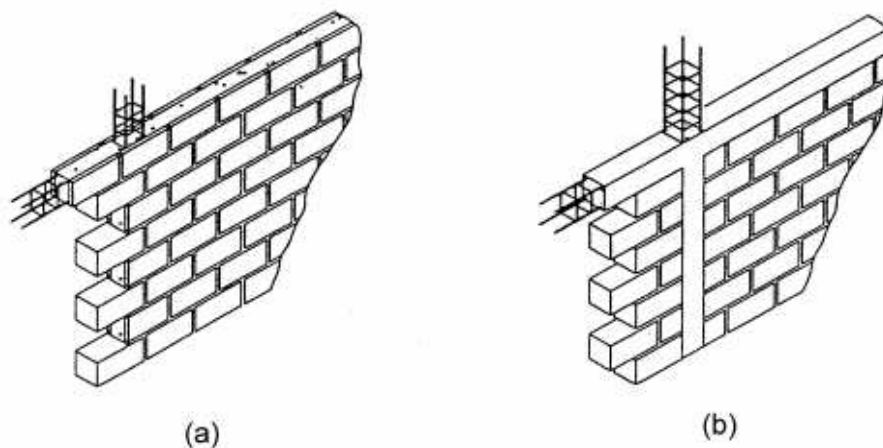


Fig. 1.30 - Tipologie di muratura intelaiata



Per qualunque tipo di muratura, dal punto di vista della solidità e della robustezza della costruzione, è fondamentale che gli elementi murari siano disposti in modo da garantire un buon ammorsamento reciproco, sia nel piano che trasversalmente, prevedendo una sufficiente sovrapposizione fra gli elementi stessi; in figura 1.31 si riportano alcuni esempi di murature adeguate da questo punto di vista.

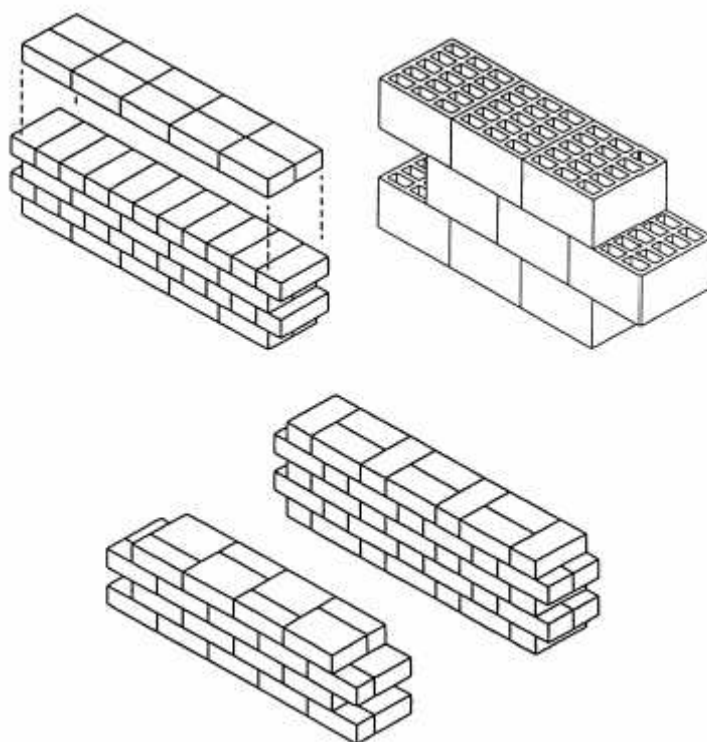


Fig. 1.31 - Esempi di disposizioni corrette dei blocchi ai fini di un buon ammorsamento

### 1.5.3 Tipi strutturali

Gli edifici in muratura sono generalmente strutture tridimensionali complesse, in cui tutti gli elementi cooperano nel resistere ai carichi applicati; data la complessità del comportamento reale di tali strutture il progetto e l'analisi strutturale richiedono spesso l'introduzione di notevoli semplificazioni.

In questo paragrafo vengono descritte le forme strutturali più semplici e frequenti per gli edifici di moderna costruzione, che sono solitamente costituiti da muri e da solai piani; strutture ad arco o a volta, particolarmente importanti nelle costruzioni storiche, o altre strutture particolari, richiedono invece un maggiore approfondimento che non verrà trattato in questa sede.

In generale la struttura di un edificio può essere concepita e progettata considerandola come un insieme tridimensionale di muri e solai, oppure come una serie di strutture “a telaio”, o come una serie di elementi indipendenti opportunamente assemblati.

Quest’ultima ipotesi è quella più comunemente usata per le strutture in muratura ed il progetto è fondato sul calcolo indipendente dalla resistenza e dalle condizioni di esercizio a riguardo di:

- muri portanti che sopportano principalmente i carichi verticali (reggono i solai);
- muri di controvento che sopportano principalmente i carichi e le azioni orizzontali;
- muri che svolgono sia la funzione portante che quella di controventamento;
- solai di piano sufficientemente rigidi e resistenti, che svolgono il duplice compito di distribuire sia i carichi verticali sui muri portanti che le forze orizzontali sulle pareti di controvento (azione di diaframma); possono essere realizzati in acciaio, in cemento armato o in latero-cemento (travetti e blocchi di alleggerimento).

Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell’edificio tutti i muri devono avere, per quanto possibile, sia la funzione portante che di controventamento (figura 1.32).

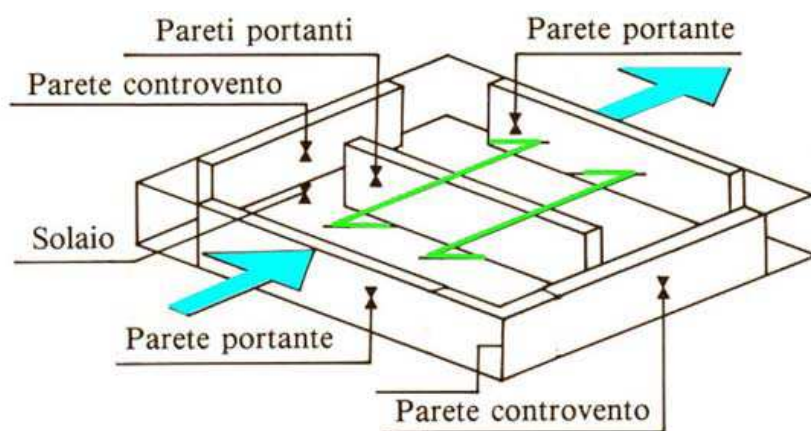


Fig. 1.32 - Schema di struttura in muratura in cui sono evidenziate le pareti portanti e di controvento in relazione ai carichi applicati

Lo schema generale della struttura e la connessione dei vari elementi devono essere tali da conferire l’opportuna stabilità e robustezza; è possibile trovare in letteratura alcune classificazioni in merito alla disposizione dei muri portanti e all’orditura dei solai, distinguendo tra vari tipi di schema:

- schema a muri portanti longitudinali, ovvero paralleli alla dimensione maggiore dell’edificio, che sostengono solai ad orditura ortogonale ad essa (figura 1.33.a);

- schema a muri portanti trasversali, ortogonali alla dimensione maggiore dell'edificio (figura 1.33.b);
- schema a nuclei o a cellule, con muri portanti in entrambe le direzioni, con solai a piastra, o con orditura alternata (figura 1.33.c).

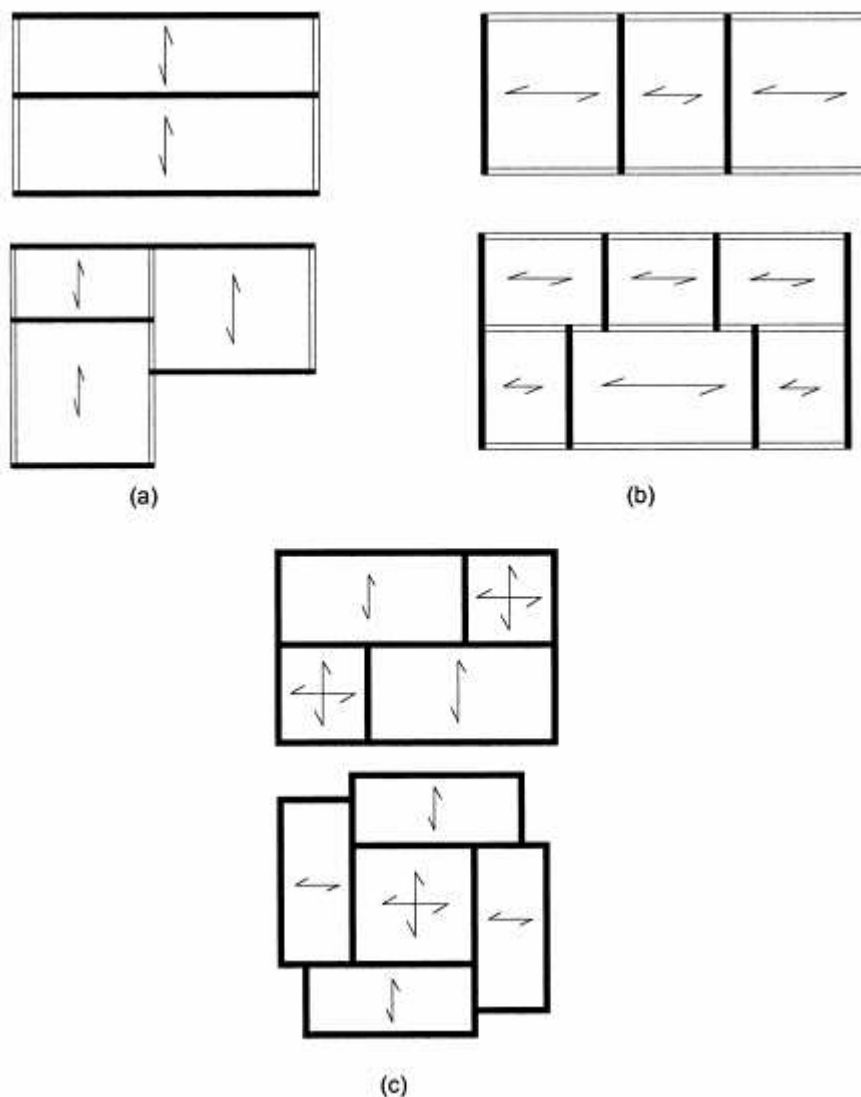


Fig. 1.33 - Schemi a muri portanti longitudinali (a), a muri portanti trasversali (b), a cellule (c)

I muri portanti fungono anche da muri di controvento in direzione parallela al loro piano medio e la stabilità dell'edificio alle azioni orizzontali richiede necessariamente anche la presenza di muri di controvento ortogonali a quelli portanti; d'altra parte la capacità dei muri di resistere alle azioni orizzontali, sia complanari che trasversali, è favorevolmente influenzata dalla presenza di azioni verticali stabilizzanti, soprattutto nel caso di muri non armati.



Si può quindi riconoscere come lo schema a cellule (c), in cui tutti le pareti strutturali hanno funzione portante e di controvento, sia quello più idoneo dal punto di vista dell'efficienza statica e che realizza in modo migliore un effettivo comportamento di tipo "scatolare".

In tal senso, per favorire il comportamento "scatolare", è indispensabile che muri portanti, muri di controventamento e solai siano efficacemente collegati tra loro; tale collegamento può essere effettuato mediante la realizzazione di cordoli orizzontali continui di cemento armato lungo tutti i muri, all'altezza dei solai di piano e di copertura (figura 1.34).

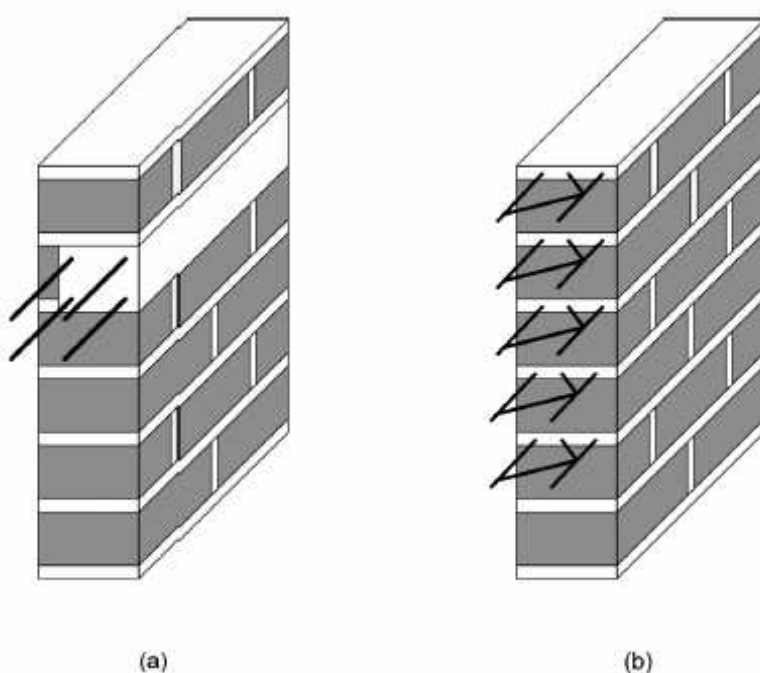


Fig. 1.34 - I cordoli in c.a. (a) o armature orizzontali continue (b) all'altezza degli orizzontamenti hanno la funzione di "legare" pareti e solai favorendo il comportamento "scatolare"

In particolare, per garantire un comportamento "scatolare" di edifici in muratura è necessario che (figura 1.35):

- tutti i muri siano collegati a livello dei solai tramite cordoli di calcestruzzo armato, il cui compito è quello di trasmettere i carichi verticali dai solai alle murature portanti e i carichi orizzontali a quelle di controvento; assicurano inoltre la cerchiatura dell'edificio;
- ammorsamenti tra pareti ortogonali mediante incastro degli elementi (mattoni o blocchi) che compongono la muratura;

- opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare i muri paralleli della scatola muraria; tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche, le cui estremità siano efficacemente ancorate ai cordoli;
- collegamento tra la fondazione e la struttura in elevazione di norma realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti, di spessore pari almeno a quello della muratura; è possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato.

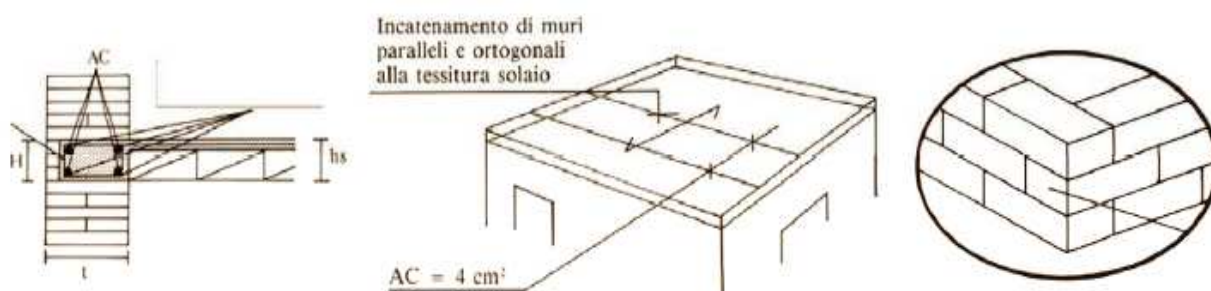


Fig. 1.35 - Particolari per ottenere il comportamento “scatolare” di edifici in muratura

Le funzioni del cordolo continuo sono molteplici; da un lato esso svolge una funzione di vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano, ostacolandone il meccanismo di ribaltamento (figura 1.36);

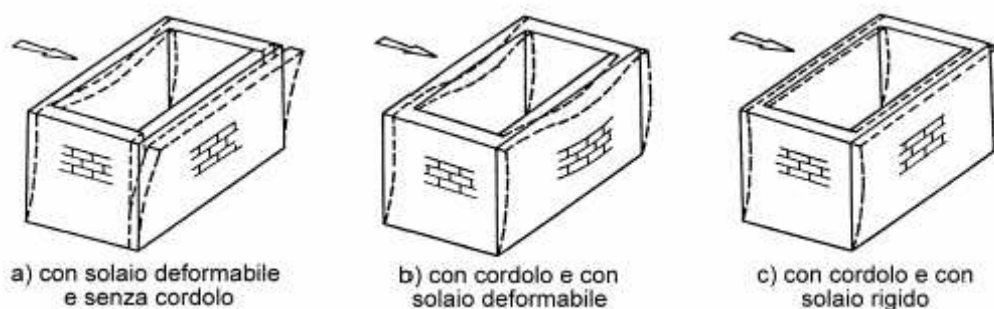


Fig. 1.36 - Schematizzazione della risposta di un edificio elementare alle azioni orizzontali in funzione della presenza di cordoli e solai

inoltre esso consente di ridistribuire le azioni orizzontali tra muri di controventamento complanari e conferisce una maggiore stabilità ed iperstaticità al sistema resistente; parte di queste funzioni erano e sono tuttora svolte, nelle costruzioni storiche, dalle catene con

capochiave; le catene tuttavia sono collegate alle pareti solamente in alcuni punti (al capochiave) e non sono dotate di rigidità flessionale.

L'armatura longitudinale minima e la staffatura minima dei cordoli variano a seconda dell'altezza globale dell'edificio e della posizione del cordolo relativamente allo sviluppo in altezza dell'edificio.

Vale la pena ricordare che buona parte delle funzioni di un cordolo in cemento armato può essere svolta anche da armature orizzontali continue disposte nei letti di malta; è ovviamente fondamentale garantire anche in questo caso la continuità delle armature lungo il perimetro, per cui risultano particolarmente delicati i dettagli delle giunzioni per sovrapposizione delle armature stesse.

Ai fini della robustezza e della stabilità d'insieme i muri paralleli della scatola muraria devono essere inoltre collegati tra loro, a livello dei solai, da incatenamenti metallici efficacemente ancorati ai cordoli ed ortogonali ai muri stessi.

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

È inoltre opportuno che i muri siano efficacemente ammortati tra loro lungo le intersezioni verticali mediante un'adeguata disposizione degli elementi (figura 1.37); il buon ammortamento dei muri tende, tra l'altro, a realizzare una redistribuzione dei carichi verticali tra muri ortogonali anche nel caso di solai ad orditura prevalente in una sola direzione.

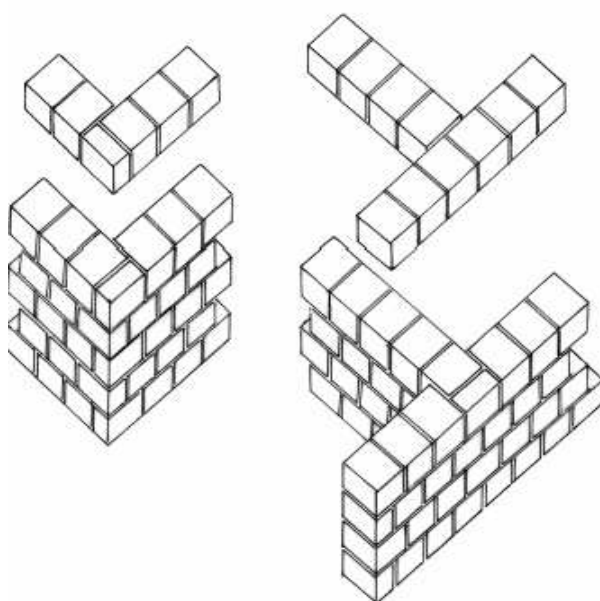


Fig. 1.37 - Ammortamento dei muri ortogonali realizzato mediante opportuna disposizione dei blocchi

In generale, una buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli (la cosiddetta “regola d’arte”) garantiscono un comportamento strutturale soddisfacente nella maggior parte dei casi; questi principi giustificano la sostanziale stabilità di edifici costruiti in passato, ben prima che esistessero i moderni modelli analitici dell’ingegneria strutturale.

## Capitolo 2

# La muratura: caratteristiche meccaniche e verifiche

### 2.1 Introduzione

Nel seguente capitolo vengono analizzate le principali caratteristiche meccaniche della muratura, sia per quanto riguarda gli elementi che ne fanno parte (mattoni), sia per quanto riguarda l'interazione mattone – giunto di malta.

Successivamente verranno elencate le principali verifiche da attuare secondo la normativa italiana nei riguardi di pannelli e strutture in muratura.

### 2.2 Caratteristiche meccaniche della muratura

Le più importanti caratteristiche della muratura, dal punto di vista del comportamento meccanico, sono:

- la disomogeneità;
- l'anisotropia;
- l'asimmetria di comportamento rispetto al segno delle sollecitazioni (compressione – trazione);
- la non linearità del legame sforzi – deformazioni.

La disomogeneità è dovuta al fatto che gli elementi e la malta, di cui è costituita la muratura, possono avere caratteristiche meccaniche fortemente differenti; inoltre spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia, ovvero dall'unione tra i componenti che, per particolari fenomeni chimico-fisici, tende a sviluppare un comportamento meccanico non necessariamente riconducibile a quello dei singoli componenti; il comportamento meccanico macroscopico della muratura può quindi essere considerato come il risultato dell'interazione meccanica fra gli elementi e la malta attraverso le loro superfici di contatto.

L'anisotropia è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma ed alle

proporzioni degli elementi ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione; la quasi totalità delle murature moderne presentano elementi regolari disposti lungo corsi orizzontali, con giunti orizzontali di malta continui, mentre i giunti verticali sono invece sfalsati per "legare" meglio la muratura.

L'asimmetria di comportamento meccanico è la diretta conseguenza del fatto che, sia gli elementi, sia la malta, sia l'interfaccia malta – elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione; un particolare ruolo in questo fenomeno è giocato dall'interfaccia che, in molti casi, presenta una resistenza a trazione più bassa di quella dei singoli componenti; per questo motivo la muratura viene quindi considerata come materiale non reagente a trazione.

Infine la non linearità (che può essere vista, in parte, come risultato di alcune delle caratteristiche sopra elencate) che caratterizza in modo marcato il comportamento della muratura sia a compressione, sia a trazione, sia con stati di sollecitazione composti.

Nello studio delle strutture in muratura si dovrà quindi tenere conto dell'effettivo comportamento non lineare della muratura.

Nella prassi progettuale si utilizzano modelli in cui il materiale viene idealizzato come un continuo omogeneo equivalente al materiale non omogeneo di riferimento e l'anisotropia viene tenuta in conto in modo estremamente semplificato se non addirittura trascurata; in diversi casi, in funzione del tipo di applicazione e del livello di sollecitazione, può anche essere lecito trascurare la non linearità del materiale utilizzando comunque i modelli dell'elasticità lineare; di seguito vengono presentate alcune caratteristiche meccaniche salienti del materiale muratura.

### **2.3 Stati di tensione monoassiali: prova di compressione semplice con carico applicato normale ai letti di malta**

La statica delle costruzioni in muratura si fonda sul buon comportamento a compressione del materiale; le prove di compressione consistono nel sottoporre un provino di muratura (generalmente di forma prismatica) ad una compressione semplice, con carico applicato in direzione normale ai letti di malta; viene definita una tensione media  $\sigma = P/A$  riferita all'area lorda del provino e una deformazione media  $\epsilon = \Delta h/h_0$  riferita all'accorciamento del provino  $\Delta h$  in direzione parallela al carico su una lunghezza di riferimento  $h_0$ .

Al termine delle prove si ottengono delle curve simili a quelle riportate in figura 2.1; sperimentalmente si osserva che la resistenza a compressione della muratura è inferiore a quella dei mattoni, ma superiore a quella della malta, a causa della coazione che si



instaura tra i due materiali; è evidente che l'interazione tra malta e mattoni è fondamentale per la resistenza a compressione della muratura.

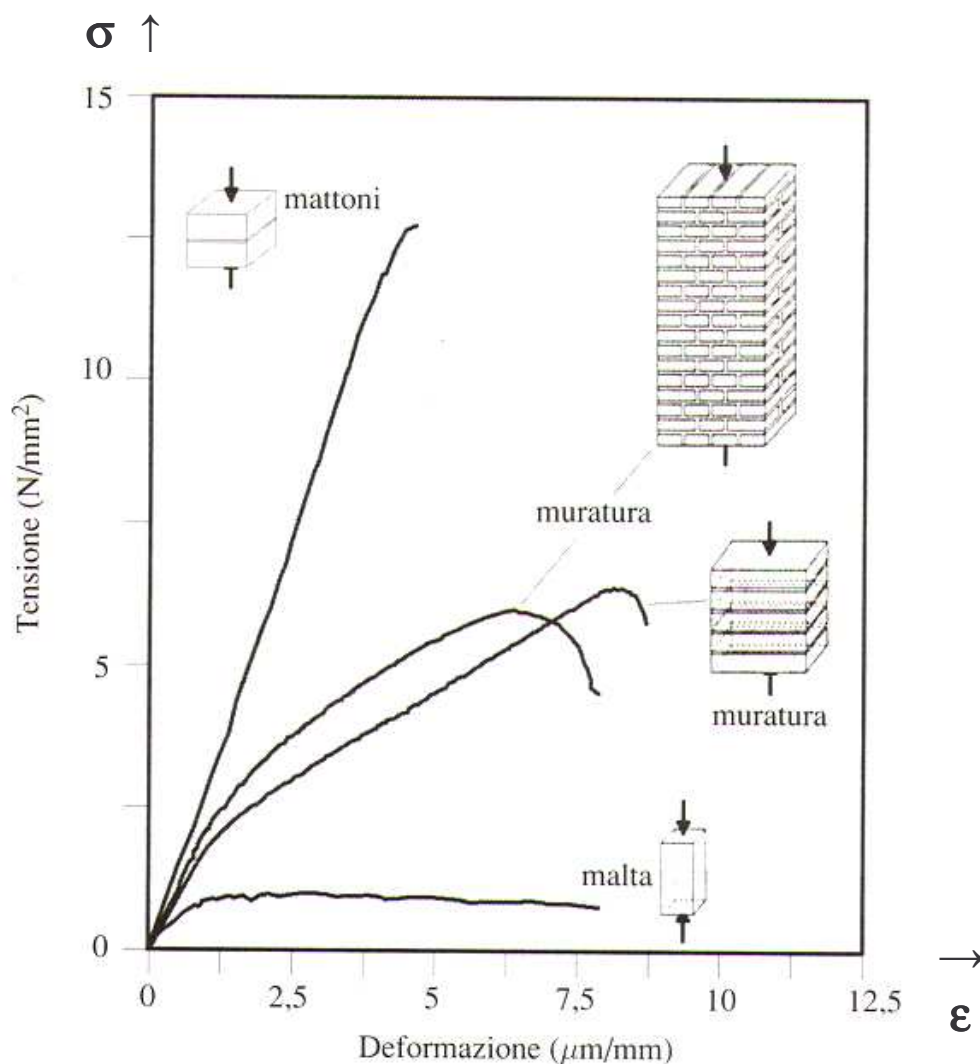


Fig. 2.1 - La resistenza a compressione monoassiale dei provini in muratura è intermedia tra quella dei mattoni e quella della malta

In generale si osserva che la resistenza a compressione della muratura è influenzata, in diversa misura, dai seguenti fattori (caratteristiche meccaniche, fisiche, geometriche e di esecuzione):

- resistenza, deformabilità e geometria delle pietre o dei mattoni;
- resistenza e deformabilità della malta;
- spessore dei giunti di malta (generalmente la resistenza decresce all'aumentare dello spessore);
- porosità e capacità di assorbimento dell'acqua da parte dei mattoni;



- capacità di ritenzione dell'acqua da parte della malta;
- aderenza tra malta e mattoni;
- snellezza dell'elemento murario;
- morfologia della sezione muraria;
- modalità di esecuzione e geometria secondo cui vengono disposti gli elementi (sistema costruttivo).

Dal punto di vista fenomenologico, la crisi per compressione si presenta con lo sviluppo progressivo di fessurazioni verticali (parallele cioè all'asse di carico) negli elementi, conseguenti allo sviluppo di trazioni ortogonali a quelle di compressione (figura 2.2).



Fig. 2.2 - Tipico quadro fessurativo di una muratura soggetta a compressione assiale

La causa di tale stato di trazione indiretta è uno stato di coazione che si instaura all'interno del materiale in conseguenza del diverso comportamento deformativo della malta e degli elementi; in particolare, al crescere del carico assiale, la malta viene a trovarsi in uno stato di compressione triassiale per effetto del contenimento esercitato dagli elementi, i quali a loro volta si trovano soggetti a trazioni ortogonali all'asse di carico; il confinamento triassiale della malta giustifica quindi il fatto che la muratura possa resistere a sforzi di compressione maggiori della resistenza a compressione monoassiale della malta stessa. Sulla base di queste considerazioni si sono sviluppati i primi modelli razionali per la muratura soggetta a compressione.

## 2.4 Resistenza caratteristica a compressione della muratura

La resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  di una muratura può essere determinata sperimentalmente come prescritto dalla normativa italiana, ma può anche essere stimata sulla base delle proprietà dei vari componenti la muratura stessa.

Tale resistenza caratteristica va sempre indicata negli elaborati progettuali; se la  $f_k$  richiesta supera 8 N/mm<sup>2</sup> occorre eseguire prove sperimentali in corso d'opera.

### 2.4.1 Determinazione sperimentale della resistenza a compressione della muratura (par. 11.10.3.1.1 - NTC2008)

La resistenza caratteristica sperimentale a compressione si determina su  $n$  provini ( $n \geq 6$ ) seguendo, sia per la confezione che per la prova, le modalità di seguito indicate.

I provini devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame e ognuno di essi deve essere costituito da almeno tre corsi di elementi resistenti e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- lunghezza ( $b$ ) pari ad almeno due lunghezze di blocco;
- rapporto altezza/spessore ( $l/t$ ) variabile tra 2,4 e 5.

La confezione è eseguita su di un letto di malta alla base e la faccia superiore è finita con uno strato di malta; dopo una stagionatura di 28 giorni a 20 °C, 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova la faccia superiore di ogni provino viene eventualmente livellata con gesso; il provino può anche essere contenuto fra due piastre metalliche rettificate, utili per gli spostamenti e il suo posizionamento nella pressa; il provino viene posto fra i piatti della macchina di prova (uno dei quali articolato) e si effettua quindi la centratura del carico.

In proposito è consigliabile procedere anche ad un controllo estensimetrico; il carico deve essere applicato con una velocità di circa 0,5 N/mm<sup>2</sup> ogni 20 secondi.

La resistenza caratteristica è data dalla relazione:

$$f_k = f_m - k s$$

dove:

$f_m$  = resistenza media a compressione della muratura valutato su almeno  $n = 6$  provini;

$s$  = scarto quadratico della media;

$k$  = coefficiente probabilistico (dipendente da  $n$ ) riportato nella seguente tabella:

**Tabella 2.1** – Valori del coefficiente  $k$  in funzione del numero  $n$  di provini

$n$	6	8	10	12	20
$k$	2,33	2,19	2,10	2,05	1,93

La determinazione della resistenza caratteristica deve essere completata con la verifica dei materiali, da condursi come segue:

- malta: n. 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm da sottoporre a flessione e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo quanto stabilito dalle norme tecniche;
- elementi resistenti: n. 10 elementi da sottoporre a compressione con direzione del carico normale al letto di posa.

#### **2.4.2 Stima della resistenza a compressione della muratura (par. 11.10.3.1.2 - NTC2008)**

Il valore della resistenza caratteristica di una muratura con elementi artificiali può essere anche dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi stessi e dalla resistenza della malta, così come riportato nella seguente tabella:

**Tabella 2.2** – Valori della resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  (N/mm<sup>2</sup>) per murature con elementi artificiali pieni o semipieni e giunti di 5÷15 mm

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento $f_{bk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5 (*)
2,0 (*)	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0 (*)	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

(\*) valori non ammessi in zona sismica

Per quanto riguarda invece la resistenza caratteristica a compressione di murature costituite da elementi naturali di pietra squadrata, indicando con  $f_{bm}$  la resistenza media a compressione degli elementi, si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione  $f_{bk}$  pari a:

$$f_{bk} = 0,75 f_{bm}$$

**Tabella 2.3** – Valori della resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  (N/mm<sup>2</sup>) per murature con elementi naturali di pietra squadrata e giunti di 5÷15 mm

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento $f_{bk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5 (*)
2,0 (*)	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0 (*)	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
≥ 40,0	14,3	12,0	10,4	--

(\*) valori non ammessi in zona sismica

## 2.5 Resistenza caratteristica a taglio della muratura

Come per la resistenza a compressione, anche la resistenza caratteristica a taglio può essere determinata, in assenza di carichi verticali (taglio puro), sperimentalmente su provini di muratura secondo quanto stabilito dalle norme tecniche, ma può anche essere stimata sulla base delle proprietà dei vari componenti la muratura stessa.

### 2.5.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio della muratura (par. 11.10.3.2.1 - NTC2008)

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio si determina su  $n$  provini ( $n \geq 6$ ) seguendo, sia per la confezione che per la prova, le modalità indicate nella normativa.

La resistenza caratteristica  $f_{vk_0}$  sarà calcolata dal valore della resistenza media  $f_{vm}$ , ottenuta dai risultati delle prove, con la seguente relazione:  $f_{vk_0} = 0,70 f_{vm}$

### 2.5.2 Stima della resistenza a taglio della muratura (par. 11.10.3.2.2 - NTC2008)

In mancanza di prove sperimentali il valore della resistenza a taglio  $f_{vk_0}$  (in assenza di carichi verticali) di una muratura, sia con elementi naturali squadrati che con elementi artificiali, può essere anche dedotto dalla resistenza a compressione  $f_{bk}$  degli elementi stessi e dalla resistenza della malta, così come riportato nelle due tabelle seguenti:

**Tabella 2.4** – Valori della resistenza caratteristica a taglio  $f_{vk_0}$  (N/mm<sup>2</sup>), in assenza di carichi verticali, per murature con elementi artificiali di laterizio pieno o semipieno

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento $f_{bk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Classe di malta	Resistenza a taglio $f_{vk_0}$ (N/mm <sup>2</sup> )
$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

**Tabella 2.5** – Valori della resistenza caratteristica a taglio  $f_{vk_0}$  (N/mm<sup>2</sup>), in assenza di carichi verticali, per murature con elementi artificiali di calcestruzzo, silicato di calcio, cemento autoclavato o in pietra naturale squadrata

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento $f_{bk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Classe di malta	Resistenza a taglio $f_{vk_0}$ (N/mm <sup>2</sup> )
$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

## 2.6 Resistenze di progetto della muratura (par. 4.5.6.1 - NTC2008)

Le resistenze di progetto da impiegare per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati ( $f_d$ ) e a taglio ( $f_{vd}$ ) valgono rispettivamente:

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (\text{compressione, pressoflessione e carichi concentrati})$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m \quad (\text{taglio})$$

dove:

$\gamma_m$  è un coefficiente parziale di sicurezza che dipende dalla categoria degli elementi resistenti, dal tipo di malta e dalla classe di esecuzione (definita in Tabella 2.7), come riportato nella seguente tabella:

**Tabella 2.6** – Valori del coefficiente  $\gamma_m$

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

$f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con:

$$f_{vk} = f_{vk_0} + 0,4 \sigma_n$$

in cui:

$f_{vk_0}$  è la resistenza caratteristica a taglio puro della muratura in assenza di carichi verticali (definita al paragrafo 4.5.3 della normativa);

$\sigma_n$  è la tensione normale media a compressione dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

0,4 è il coefficiente di attrito interno della muratura.

In ogni caso si impone:

$$f_{vk} \leq 1,4 f^*_{bk}$$

$$f_{vk} \leq 1,5 \text{ N/mm}^2$$

con  $f^*_{bk}$  si indica il valore caratteristico della resistenza a compressione degli elementi in direzione orizzontale (da ricavare con prove sperimentali).

**Tabella 2.7** – Classe di esecuzione

	Classe 1	Classe 2
Disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro ( <b>capocantiere</b> )	X	X
Disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro ( <b>direttore dei lavori</b> )	X	X
Controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo	X	--
Dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore	X	--



## 2.7 Caratteristiche elastiche della muratura (par. 11.10.3.4 - NTC2008)

La valutazione delle caratteristiche elastiche della muratura (moduli E e G) viene di solito affidata a prove sperimentali; in mancanza di prove dirette si possono assumere, in sede di progetto o di verifica, i seguenti valori di calcolo:

- modulo di elasticità normale secante:  $E = 1000 f_k$
- modulo di elasticità tangenziale secante:  $G = 0,40 E$

dove  $f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione della muratura.

Dai valori di E e G si ricava il coefficiente di Poisson:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 = 0.25$$

Il rapporto tra deformazione trasversale e longitudinale cresce all'aumentare della sollecitazione di compressione; mediamente  $\nu = 0,15 \div 0,30$  per tensioni di compressione  $\sigma$  comprese tra  $0,30 f_k$  e  $0,80 f_k$ .

## 2.8 Resistenza e stabilità fuori dal piano

Il problema dell'instabilità viene semplificato dalla normativa vigente imponendo degli spessori minimi legati all'altezza della parete, come si vedrà meglio in seguito (cap. 3° - § 3.4.5); ogni muratura portante deve essere comunque vincolata, alle estremità, a pareti ad essa ortogonali che possono anche svolgere la funzione di limitare gli effetti del secondo ordine.

### 2.8.1 Effetti del secondo ordine in presenza di non resistenza a trazione

Le pareti in muratura possono essere molto sensibili agli effetti del secondo ordine a causa della relativa snellezza nei confronti delle azioni fuori dal piano unita alla trascurabile resistenza a trazione e alle deformazioni differite nel tempo; per tali motivi lo studio della capacità portante di pareti in muratura ed i conseguenti criteri progettuali devono tener conto anche di questi fattori.

Gli effetti di un carico assiale di compressione applicato ad una colonna di materiale elastico non reagente a trazione e vincolata alle estremità con doppia cerniera sono mostrati in figura 2.3; in essa sono evidenziate una sezione con carico eccentrico non parzializzata in zona prossima alla estremità e due sezioni diversamente parzializzate

nelle parti centrali della colonna; le sezioni ai bordi sono invece uniformemente compresse.

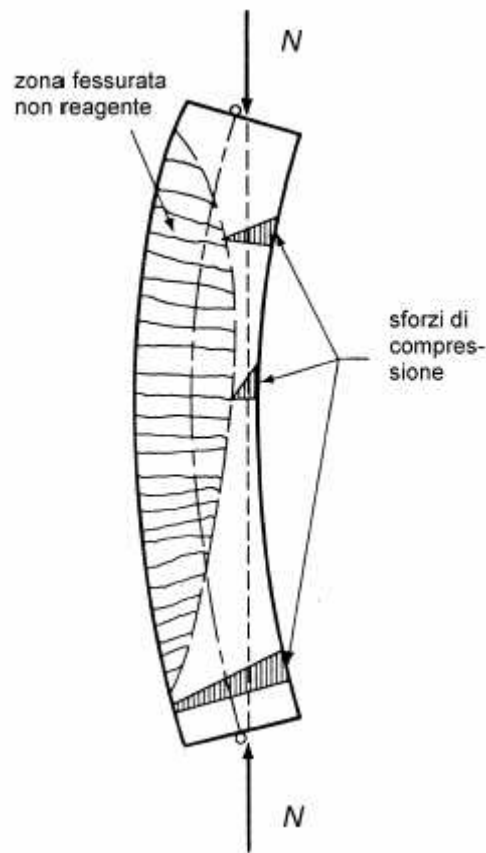


Fig. 2.3 - Distribuzione delle tensioni in funzione dell'eccentricità del carico nelle sezioni di una colonna di materiale elastico non reagente a trazione soggetta a compressione

Imponendo un valore del modulo elastico tale per cui, in presenza di eccentricità nulla del carico assiale, si ha l'insorgere del collasso per instabilità per una snellezza  $h/t$  pari a 25 (valore critico medio osservato in numerose prove sperimentali), si ottengono le curve di figura 2.4, in cui viene riportato sull'asse delle ordinate il rapporto fra il carico critico  $N_{crit}$  di una colonna soggetta a carico eccentrico  $N$  (applicato con eccentricità  $e$  uguale ad entrambe le estremità) ed il carico di collasso di una colonna tozza di resistenza finita soggetta a compressione centrata  $N_u$ .

Il grafico evidenzia il variare del coefficiente di riduzione della resistenza a compressione in funzione della snellezza e dell'eccentricità del carico applicato; oltre il tratto orizzontale delle curve la crisi avviene per instabilità dell'elemento.

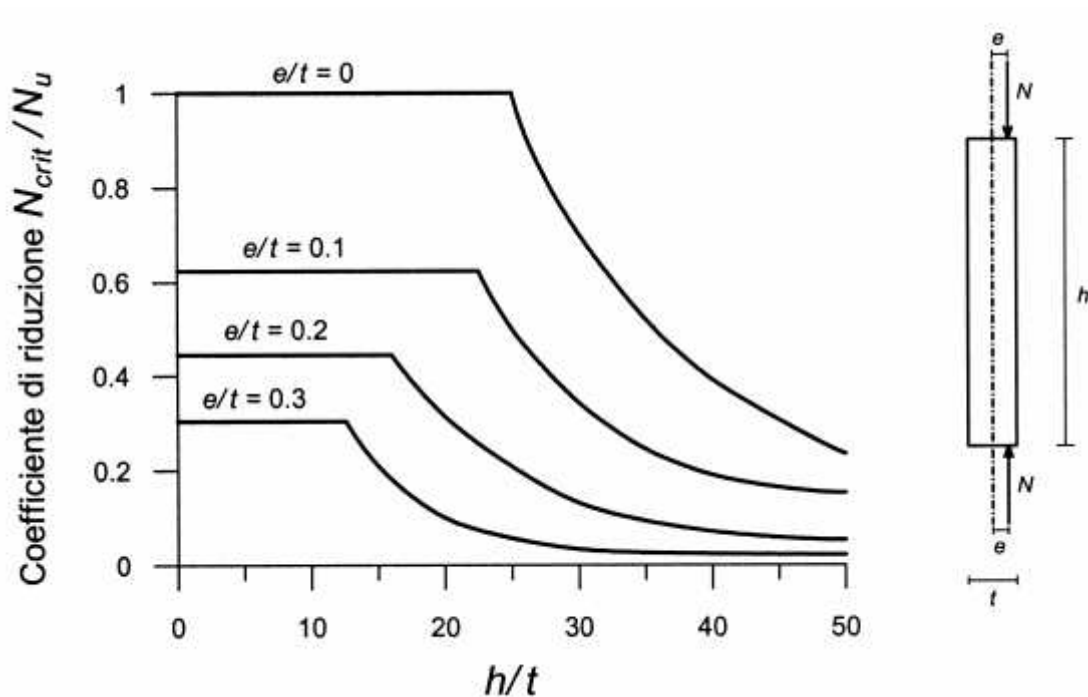


Fig. 2.4 - Coefficiente di riduzione della resistenza a compressione

Una notevole limitazione agli effetti del secondo ordine è esercitata dalla presenza di eventuali muri di irrigidimento ortogonali alla parete portante, di dimensioni adeguate, efficacemente ammortati, che costituiscono un idoneo vincolo allo sbandamento laterale.

### 2.8.2 Snellezza convenzionale (par. 4.5.6.2 - NTC2008)

Secondo la normativa tecnica i fenomeni del secondo ordine possono essere valutati mediante la snellezza convenzionale  $\lambda$  della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t$$

dove  $h_0$  è la lunghezza libera di inflessione della parete determinata in base alle condizioni di vincolo ai bordi, mentre  $t$  è lo spessore della parete; il valore della snellezza convenzionale  $\lambda$  non deve risultare superiore a 20.

Per determinare la snellezza convenzionale  $\lambda$  della parete, data dall'espressione precedente, si ricava  $h_0$  (che è la lunghezza libera d'inflessione del muro) dalla relazione:

$$h_0 = \rho h$$

in cui il fattore  $\rho$  (coefficiente laterale di vincolo) tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e  $h$  è l'altezza interna (libera) di piano; il fattore di vincolo  $\rho$  assume valore 1 per un muro isolato, oppure i valori indicati nella Tabella 2.8 quando il muro è privo di aperture (porte o finestre) ed è irrigidito efficacemente da due pareti trasversali di

spessore non inferiore a 200 mm, posti a distanza di interasse  $a$  e di lunghezza  $l$  non inferiore a  $0,3 h$ .

**Tabella 2.8** – Valori del coefficiente laterale di vincolo  $\rho$  secondo la normativa

$h/a$	$\rho$
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$1,5 - h/a$
$h/a > 1,0$	$1 / [1 + (h/a)^2]$

Se il muro trasversale ha delle aperture (porte, finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture dista dalla superficie del muro irrigidito almeno  $1/5$  dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si dovrà assumere  $\rho = 1$ .

Nella lunghezza  $l$  del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

In figura 2.5 viene schematizzata una parete irrigidita da due muri trasversali e visualizzato il grafico che riporta l'andamento del coefficiente laterale di vincolo  $\rho$  in funzione dei valori del rapporto  $h/a$ .

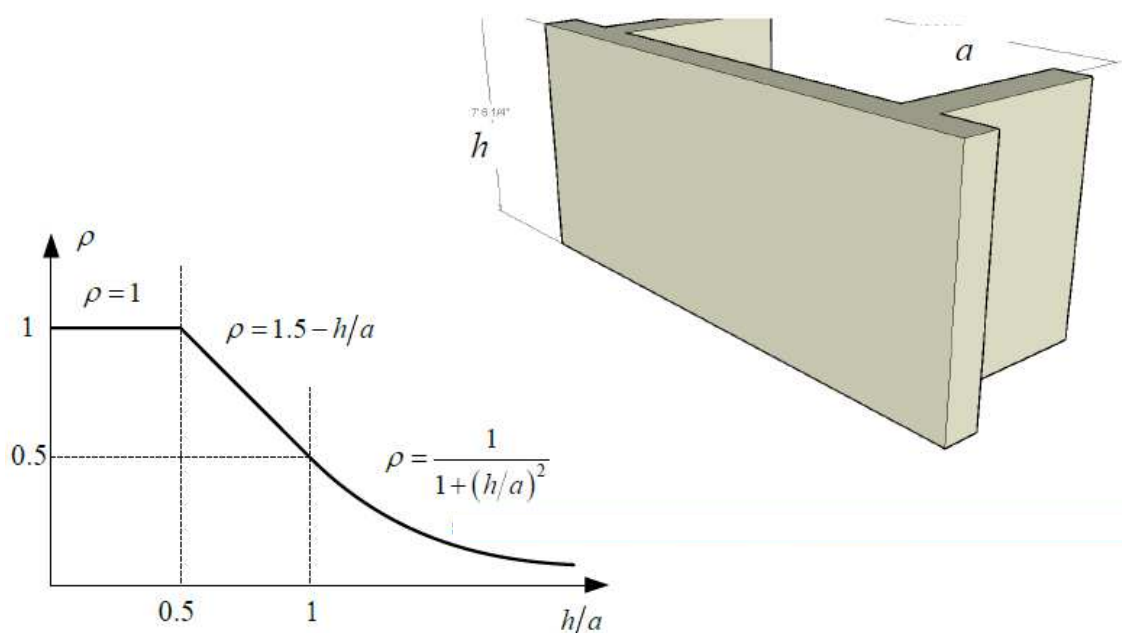


Fig. 2.5 - Andamento del coefficiente laterale di vincolo  $\rho$  in base ai valori del rapporto  $h/a$

### 2.8.3 Eccentricità dei carichi

Convenzionalmente le sollecitazioni sui muri e sui solai vengono valutate assimilando la muratura quale semplice appoggio per i solai; in questo caso i carichi verticali agenti su ciascun maschio murario non risultano in generale applicati nel baricentro della sezione, ma presentano ciascuno una certa eccentricità; a queste si aggiunge l'eccentricità longitudinale dovuta all'azione orizzontale nel piano della muratura.

Le eccentricità vengono convenzionalmente classificate e determinate come segue:

- $e_s$  = eccentricità totale dovuta ai carichi verticali;
- $e_a$  = eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione;
- $e_v$  = eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano del muro;
- $e_l$  = eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti nel piano del muro.

Viene inoltre definito il coefficiente di eccentricità  $m$  dato dalla relazione:  $m = 6 e/t$   
dove:

- $e$  è l'eccentricità della risultante dei carichi applicati;
- $t$  è lo spessore della parete muraria;
- $6$  è un coefficiente numerico.

#### 2.8.3.1 Eccentricità totale dovuta ai carichi verticali

Questa eccentricità riguarda il carico verticale trasmesso dal solaio appoggiato direttamente sopra il maschio murario in esame e il carico verticale proveniente dalla muratura del piano superiore; dipende dalle caratteristiche geometriche della muratura e dalla distribuzione del carico derivante dall'appoggio del solaio.

L'eccentricità totale dovuta ai carichi verticali è data dalla formula:  $e_s = e_{s1} + e_{s2}$

con  $e_{s1}$  e  $e_{s2}$  ricavabili dalle seguenti formule:

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

dove:

- $e_{s1}$  è l'eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;
- $e_{s2}$  è l'eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica;

$N_1$  è il carico verticale trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

$N_2$  è la reazione di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di muro da verificare;

$d_1$  è l'eccentricità di  $N_1$  rispetto al piano medio del muro da verificare;

$d_2$  è l'eccentricità di  $N_2$  rispetto al piano medio del muro da verificare;

Tali eccentricità sono da considerare nei calcoli positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario.

In figura 2.6 è mostrato un esempio schematico per il calcolo dell'eccentricità dovuta ai carichi verticali agenti sopra una parete.

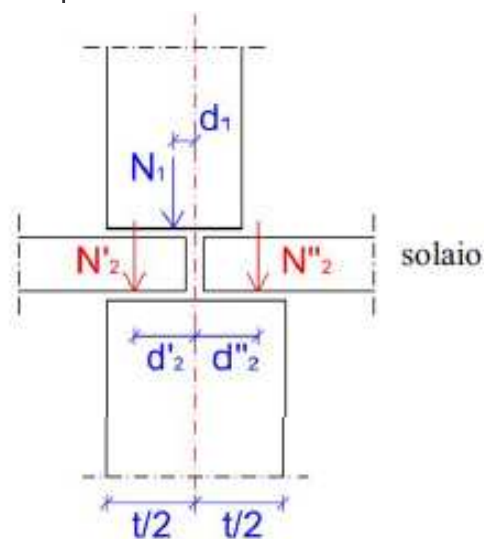


Fig. 2.6 - Schema per il calcolo dell'eccentricità dovuta ai carichi verticali

Nel caso di solai in appoggio alle estremità, ad esempio nei prefabbricati, si può ipotizzare una distribuzione triangolare della reazione di appoggio (figura 2.7.a) oppure, ammettendo una plasticizzazione locale nella zona di contatto, una distribuzione uniforme (figura 2.7.b).

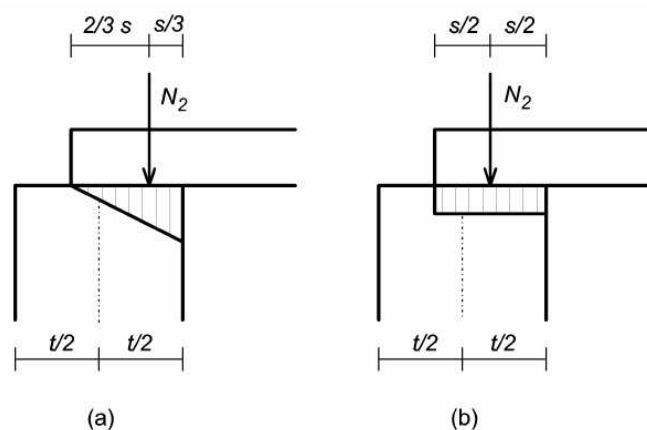


Fig. 2.7 - Schema per la determinazione dell'eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai

### 2.8.3.2 Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione

È detta anche eccentricità “accidentale”  $e_a$  e tiene conto delle tolleranze morfologiche e dimensionali e delle eventuali imperfezioni connesse alla realizzazione degli edifici in muratura (posizionamento di solai e muri, difetti di verticalità e planarità delle pareti, difettosa confezione dei letti di malta); convenzionalmente viene assunta pari a:

$$e_a = \frac{h}{200}$$

dove con  $h$  si indica l'altezza interna di piano.

### 2.8.3.3 Eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano del muro

L'eccentricità  $e_v$  dovuta alle azioni orizzontali (come, ad esempio, la spinta del vento) considerate agenti in direzione ortogonale al piano della muratura è data dalla formula:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

dove:

$M_v$  è il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali ortogonali al piano;

$N$  è lo sforzo normale totale nella relativa sezione di verifica.

Il muro è supposto incernierato a livello dei piani (figura 2.8) e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6 metri.

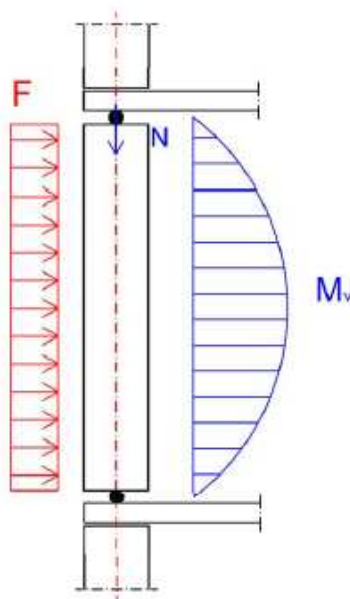


Fig. 2.8 - Schema statico per valutare l'eccentricità dei carichi orizzontali



Per valutare gli effetti dell'eccentricità dovuta ai carichi orizzontali su un edificio in muratura è consentito applicare uno schema statico semplicemente appoggiato su ciascun interpiano, come mostrato in figura 2.9.

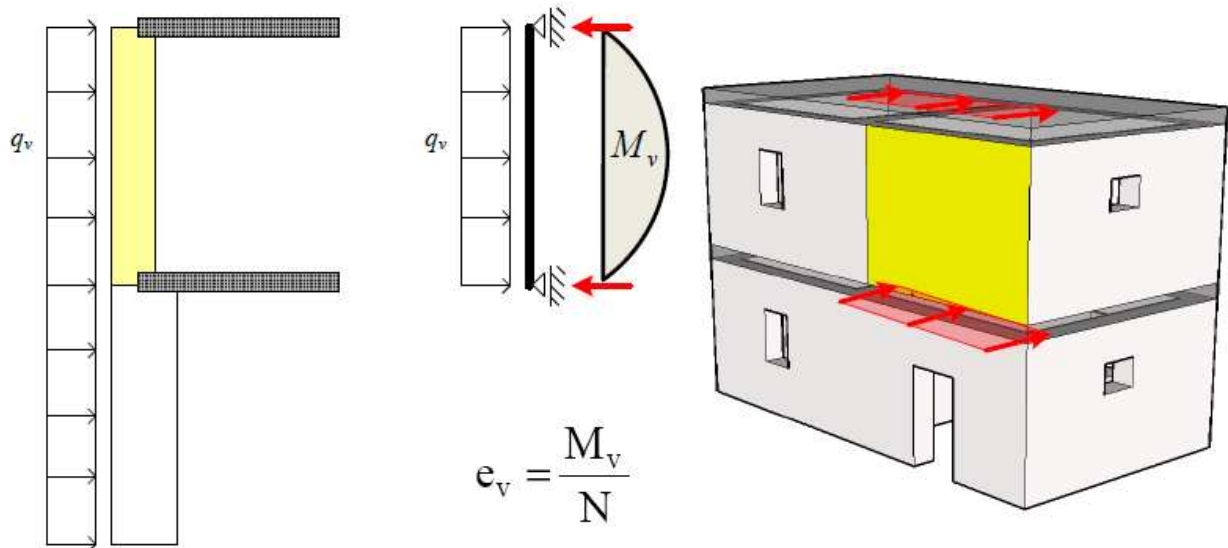


Fig. 2.9 - Esempio di schema statico per valutare gli effetti dell'eccentricità dei carichi orizzontali

### 2.8.3.4 Eccentricità dovuta ad azioni orizzontali agenti nel piano del muro

L'eccentricità dovuta ad una pressoflessione nel piano della parete si valuta con la seguente formula:  $e_l = M_l / N$

dove:

$M_l$  è il massimo momento flettente nel piano della muratura dovuto all'azione orizzontale agente nel piano stesso;

$N$  è lo sforzo normale totale presente nella sezione di verifica.

### 2.8.3.5 Combinazione di carichi eccentrici

Nel caso in cui su una parete in muratura agiscano contemporaneamente più carichi eccentrici, le eccentricità  $e_s$ ,  $e_a$  ed  $e_v$  vanno convenzionalmente combinate tra loro secondo le due seguenti espressioni:

$e_1 = |e_s| + e_a$  per la verifica dei muri nelle sezioni di estremità;

$e_2 = e_1/2 + |e_v|$  per la verifica delle sezioni a metà interpiano, in cui è massimo il valore di  $M_v$ .

L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad  $e_a$ .

In ogni caso deve risultare:  $e_1 \leq 0,33 t$   
 $e_2 \leq 0,33 t$

in cui  $t$  è lo spessore della parete muraria.

I valori delle eccentricità così ricavate sono utilizzati per la valutazione del coefficiente di riduzione della resistenza.

## 2.9 Coefficiente di riduzione della resistenza

La normativa prevede, in modo semplificato, un coefficiente riduttivo  $\Phi_t$  della resistenza del pannello in funzione della snellezza, in modo analogo a quanto avviene col metodo “Omega” per le strutture elastiche.

Il coefficiente di riduzione  $\Phi_t$  dipende dalla eccentricità del carico verticale, dallo schema statico di calcolo e dagli effetti del secondo ordine (legati alla deformazione della parete); per uno schema di vincolo con articolazione a cerniera, in testa e al piede della parete, in funzione della snellezza convenzionale  $\lambda \leq 20$  e del coefficiente di eccentricità  $m = 6 e/t$ , valgono per  $\Phi_t$  i valori di sicurezza riportati nella Tabella 2.9.

Per valori intermedi di  $\lambda$  o di  $m$  non contemplati nella tabella è ammessa l’interpolazione lineare dei dati; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

**Tabella 2.9** – Valori del coefficiente di riduzione  $\Phi_t$  con l’ipotesi di vincolo a cerniera

Snellezza $\lambda$	Coefficiente di eccentricità: $m = 6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,15
15	0,69	0,48	0,32	0,17	--
20	0,53	0,36	0,23	--	--

La tabella ed il procedimento risultano validi anche per l’effetto dovuto alla eccentricità longitudinale dovuta a carichi orizzontali o, in generale, ad una pressoflessione nel piano della parete; in tal caso lo spessore  $t$  della parete va sostituito con la lunghezza  $l$  e viceversa.

## 2.10 Norme generali di calcolo e verifica delle murature agli stati limite e alle tensioni

### 2.10.1 Calcolo agli stati limite

Si definisce stato limite quella situazione che comporta l'impossibilità da parte di una struttura di assolvere le funzioni per la quale è stata progettata e realizzata; gli stati limite si possono suddividere in:

- a. **stati limite ultimi;**
- b. **stati limite di esercizio.**

**Gli stati limite ultimi (SLU)** sono relativi a condizioni estreme della capacità portante che, per le murature, possono essenzialmente derivare da:

1. rottura di tutta la struttura o di alcuni elementi strutturali per azioni esterne statiche o dinamiche;
2. perdita di equilibrio della struttura come corpo rigido;
3. collasso per innesco di meccanismi labili;
4. instabilità per deformazione.

Il superamento di uno stato limite ultimo porta al collasso strutturale.

**Gli stati limite di esercizio (SLE)** implicano esigenze funzionali, legate alle deformazioni e alle fessurazioni, per un normale uso della struttura; il superamento di uno stato limite di esercizio porta ad uno **stato limite di danno (SLD)**.

In zona sismica interessa in modo particolare la garanzia di sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo SLU) in modo tale che, dopo l'azione sismica di progetto, le strutture e gli elementi non strutturali, pur registrando gravi danni, conservino una residua resistenza alle azioni orizzontali e tutta la capacità portante per i carichi verticali.

Per costruzioni con particolari destinazioni d'uso si devono adottare criteri di progetto e di verifica tali da garantire il funzionamento delle strutture e degli impianti anche dopo un terremoto violento e per esse è necessario valutare lo stato limite di danno; per le costruzioni in muratura, dotate di solito di grande rigidità, lo stato limite SLU copre anche quello SLD.

**Lo stato limite ultimo (SLU)** è garantito quando la progettazione ed il calcolo dell'edificio rispettano tutte le seguenti prescrizioni:

1. corretta scelta dell'azione sismica di progetto (zona sismica, fattore suolo);
2. corretta scelta del modello meccanico della struttura;
3. corretta scelta del metodo di analisi;

4. verifica positiva di resistenza degli elementi strutturali e compatibilità delle deformazioni;
5. rispetto delle regole per i dettagli costruttivi.

**Lo stato limite di danno (SLD)** di un edificio in muratura è sostanzialmente garantito quando la progettazione e la verifica rispettano le seguenti prescrizioni:

1. impiego di un adeguato spettro di progetto, legato alla probabilità dell'evento sismico;
2. limitati spostamenti  $d_r$  sull'altezza  $h$  di interpiano; per murature ordinarie deve essere:  
 $d_r \leq 0,003 h$ .

### **2.10.2 Metodo semiprobabilistico**

Il metodo di verifica della sicurezza "semiprobabilistico agli stati limite" deriva da quello probabilistico che, implicando la conoscenza statistica del comportamento della struttura, quella delle resistenze dei materiali e delle dimensioni geometriche, risulterebbe troppo gravoso per la complessità dei calcoli e per la conoscenza di tutti i dati necessari.

Il metodo semiprobabilistico copre i vari fattori di incertezza mediante:

- introduzione dei valori caratteristici ( $k$ ), sia per le resistenze dei materiali usati che per le azioni applicate, in funzione della probabilità fissata che tali valori possano essere inferiori o superiori ai valori scelti;
- trasformazione dei valori caratteristici in valori di progetto ( $d$ ); i valori di progetto delle resistenze dei materiali sono ottenuti dividendo i valori caratteristici per uno o più coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma_m \geq 1$ , mentre i valori di progetto delle sollecitazioni si ottengono dai valori caratteristici moltiplicando per coefficienti  $\gamma_f$  di solito maggiori di 1; i valori di tali coefficienti dipendono dalla gravosità dello stato limite in esame e dall'incertezza del modello.

La sicurezza strutturale si intende raggiunta se la resistenza di progetto ( $R_d$ ) è superiore o uguale al valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti ( $E_d$ ):

$$R_d \geq E_d$$

### **2.10.3 Verifiche agli stati limite ultimi (par. 4.5.6.2 - NTC2008)**

Le verifiche sono condotte nell'ipotesi che le sezioni piane restino tali e trascurando la resistenza a trazione della muratura; ogni setto murario va verificato allo stato limite ultimo, o alle tensioni, per le seguenti condizioni di carico:

- **verifica a resistenza e stabilità fuori dal piano della parete;**

- verifica a pressoflessione per azioni nel piano della parete;
- verifica a taglio per azioni nel piano della parete;
- verifica per carichi concentrati (non prevista nelle precedenti normative).

Vanno inoltre eseguite le verifiche di resistenza delle travi in muratura, il cui collasso pregiudica la risposta dell'intero edificio tanto quanto il collasso di un maschio murario.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

### 2.10.3.1 Verifica a pressoflessione e stabilità

Secondo la normativa italiana la verifica da effettuare a pressoflessione e stabilità, nel caso di murature non armate, consiste nel confronto tra l'azione assiale verticale sollecitante di progetto  $N_d$  e la forza assiale resistente, ridotta per tener conto dell'eccentricità, secondo la seguente relazione:

$$N_d \leq N_{Rd} = \Phi_t f_d t l$$

dove:

$N_d$  è l'azione assiale sollecitante di progetto;

$N_{Rd}$  è la forza assiale resistente di progetto;

$\Phi_t$  è il coefficiente di riduzione della resistenza che dipende dalle eccentricità trasversali dei carichi e dalla snellezza  $\lambda$  della parete;

$f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura;

$t l$  è l'area trasversale  $A$  della parete nella sezione di verifica.

Nel D.M.'08 non viene fatta menzione degli effetti flessionali nel piano, mentre nella Circolare 02/02/2009 viene ripreso integralmente il D.M.'87 e si tiene conto di eventuali effetti flettenti nel piano tramite l'ulteriore coefficiente di riduzione della resistenza  $\Phi_l$  valutato per l'eccentricità longitudinale  $e_l = M_l / N_d$  nell'ipotesi di snellezza di progetto nulla, ossia ponendo  $\lambda = 0$  nella Tabella 2.9.

A questo proposito la Circolare 02/02/2009 al punto 4.5 riporta quanto segue:

“È opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di una eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali; tale eccentricità longitudinale può essere dovuta alle modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro, oppure alla presenza di momenti nel piano del muro dovuti, ad esempio, alla spinta del vento nel caso di muri di controvento.

È necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni; in alternativa è possibile valutare l'eccentricità longitudinale dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione, applicando alla resistenza ridotta  $f_{d,rid}$  un ulteriore coefficiente di riduzione  $\Phi_l$  valutato dalla Tabella 2.9 delle NTC, ponendo  $m = 6 e_l / l$  (dove  $l$  è la lunghezza del muro) e  $\lambda = 0$ .

La verifica di sicurezza viene quindi formulata nel modo seguente:

$$N_d \leq \Phi_l \Phi_t f_d t l$$

dove  $N_d$  è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica.”

### 2.10.3.2 Verifica a taglio per azioni nel piano della parete

La normativa (D.M. 14/01/2008) prevede, in questo caso, la seguente espressione:

$$V_d \leq V_{Rd} = \beta A f_{vd}$$

dove:

$V_d$  è la forza tagliante di progetto;

$V_{Rd}$  è la forza resistente a taglio di progetto per scorrimento;

$A$  è l'area trasversale della parete nella sezione di verifica;

$f_{vd}$  è la resistenza di progetto a taglio della muratura;

$\beta$  è il coefficiente di parzializzazione della sezione della parete generato dal momento esterno  $M_l$ , dipendente quindi dall'eccentricità  $e_l = M_l / N_d$ .

Il D.M. 20/11/1987 fornisce le formule per il calcolo del coefficiente  $\beta$  in funzione di  $l$  e di  $e_l$ ;  $\beta$  ha valori compresi tra 1,0 e 1,5.

### 2.10.3.3 Verifica per carichi concentrati

Questa verifica non era prevista nelle precedenti normative; essa consiste nel controllare che il valore di progetto del carico concentrato sia inferiore alla corrispondente resistenza:

$$N_{dc} \leq N_{Rdc} = \beta_c A_c f_d$$

dove:

$N_{dc}$  è il carico concentrato di progetto;

- $N_{Rdc}$  è la resistenza di progetto nei confronti dei carichi concentrati;
- $A_c$  è l'area di appoggio;
- $f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura;
- $\beta_c$  è il coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati; dipende dalle modalità di diffusione del carico e dal tipo di muratura.

Il D.M. 14/09/2005 fornisce le formule per il calcolo del coefficiente  $\beta_c$ , che assume valori compresi tra 1,0 e 1,5; prudenzialmente è bene considerare  $\beta_c = 1$ .

Nell'ipotesi di una prima fase elastica della muratura si può pensare che la reazione di appoggio di una trave o di un solaio sia distribuita con legge triangolare su di una zona reagente minore della profondità di scarico (quando l'appoggio è di lunghezza estesa); il diagramma di scarico diventa invece rettangolare se le tensioni superano la fase elastica. Come criterio generale indicativo si può ritenere che lo scarico avvenga interessando una profondità di muro pari a circa 1,5 volte l'altezza del solaio o della trave.

#### **2.10.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (par. 4.5.6.3 - NTC2008)**

Quando sono soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio di strutture in muratura.

Le verifiche agli stati limite di esercizio dei setti murari possono essere omesse ad eccezione dei seguenti casi:

- necessità di limitazione dell'ampiezza delle lesioni; la verifica è condotta con la combinazione quasi permanente verificando che, con l'ipotesi di resistenza nulla a trazione e con distribuzione lineare delle tensioni, le lesioni siano limitate allo spessore dell'intonaco;
- per edifici con un numero di piani maggiore di 4 deve essere controllato lo spostamento di interpiano  $d_r$  che, con la combinazione frequente, deve rispettare il seguente limite:  $d_r \leq 0,003 h$ , dove  $h$  è l'altezza di interpiano.

#### **2.10.5 Calcolo alle tensioni**

La verifica alle tensioni trova la sua validità solo nel caso in cui le azioni sismiche sulle strutture siano quelle relative ad un sito a bassa sismicità (zona 4) e le costruzioni di tipo 1 e 2 (provvisorie e ordinarie) di classe I e II.



In tal caso si farà riferimento alle norme tecniche del D.M. 20/11/1987 per le strutture in muratura e al D.M. 11/03/1988 per le opere geotecniche.

Il metodo delle tensioni ammissibili è altresì previsto per le costruzioni definite “semplici” (cap. 3° - § 3.4.9) poste in zone sismiche di 2, 3 e 4 categoria.

È possibile verificare alle tensioni anche le strutture per le quali non sono previste su di esse azioni sismiche, ovvero quando queste sono ininfluenti o irrilevanti rispetto ad altre sollecitazioni; per esempio solai piani, non spingenti, di luce modesta, per i quali le azioni preponderanti sono quelle dei pesi strutturali ed accidentali variabili.

I risultati dell’analisi alle tensioni sono comunque validi nel caso di materiali con modesto comportamento plastico e per azioni che si accrescono in modo lineare; in questi casi, utilizzando l’abituale significato dei simboli, il confronto viene fatto tra le tensioni di progetto (resistenze R) e le tensioni agenti (E):

$$\sigma_E \leq \sigma_R / (\gamma_d \gamma_c)$$

$$\tau_E \leq \tau_R / (\gamma_d \gamma_c)$$

dove  $\gamma_d$  e  $\gamma_c$  sono dei coefficienti parziali di sicurezza.

### **2.10.6 Verifiche alle tensioni ammissibili**

Per edifici “semplici” (cap. 3° - § 3.4.9) il D.M. 14/01/2008 prevede l’utilizzo del metodo di verifica alle tensioni ammissibili attraverso un dimensionamento semplificato, a patto di rispettare alcune limitazioni.

Il precedente D.M. 20/11/1987 prevedeva le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione per azioni nel piano della parete;
- verifica a taglio per azioni nel piano della parete;
- verifica per carichi concentrati (non prevista nelle precedenti normative).

#### **2.10.6.1 Verifica a pressoflessione per azioni nel piano della parete**

La verifica è soddisfatta se:

$$\sigma = \frac{N_d}{\Phi_1 \cdot \Phi_1 \cdot A} \leq f_d$$

dove:

$N_d$  è la forza assiale di progetto;

$A$  è l’area trasversale della parete nella sezione di verifica;

- $f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura valutata per il metodo di verifica alle tensioni;
- $\Phi_t$  è il coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità trasversale (definito al § 2.9);
- $\Phi_l$  è il coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità longitudinale, calcolato per una eccentricità pari a:  $e_l = M_l / N_d$ ; si ricava ponendo  $m = 6 e_l / l$  (dove  $l$  è la lunghezza del muro) e  $\lambda = 0$ .

### 2.10.6.2 Verifica a taglio per azioni nel piano della parete

La verifica è soddisfatta se:

$$\tau = \frac{V_d}{\beta \cdot A} \leq f_{vd}$$

dove:

$V_d$  è la forza tagliante di progetto;

$A$  è l'area trasversale della parete nella sezione di verifica;

$f_{vd}$  è la resistenza di progetto a taglio della muratura valutata per il metodo di verifica alle tensioni;

$\beta$  è il coefficiente di parzializzazione della sezione della parete generato dal momento esterno  $M_l$ , dipendente quindi dall'eccentricità  $e_l = M_l / N_d$ .

Il D.M. 20/11/1987 fornisce le formule per il calcolo del coefficiente  $\beta$  in funzione di  $l$  e di  $e_l$ ;  $\beta$  ha valori compresi tra 1,0 e 1,5.

### 2.10.6.3 Verifica per carichi concentrati

La verifica è soddisfatta se:

$$\sigma = \frac{N_{dc}}{\beta_c \cdot A_c} \leq f_d$$

dove:

$N_{dc}$  è la forza concentrata di progetto;

$A_c$  è l'area di appoggio;

$f_d$  è la resistenza di progetto a compressione della muratura valutata per il metodo di verifica alle tensioni;

$\beta_c$  è il coefficiente di amplificazione per i carichi concentrati; dipende dalle modalità di diffusione del carico e dal tipo di muratura.

Il D.M. 14/09/2005 fornisce le formule per il calcolo del coefficiente  $\beta_c$ , che assume valori compresi tra 1,0 e 1,5; prudenzialmente è bene considerare  $\beta_c = 1$ .

## 2.11 Procedura di verifica strutturale

Di seguito si riportano le fasi operative per la verifica di una costruzione in muratura.

### 1. Individuazione della struttura portante e della geometria:

in fase di progettazione è necessario cercare di disporre le murature con una certa regolarità, per evitare che parti della struttura siano molto più sollecitate di altre; allo schema dell'edificio si associa un sistema di assi cartesiani e si procede alla numerazione delle pareti reagenti; si attribuiscono delle dimensioni  $b_i$  e  $t_i$  ai vari maschi murari e si definisce l'altezza di piano  $h$  e le dimensioni delle traverse  $b_t$ ,  $t_t$  e  $h_t$  (figura 2.10).

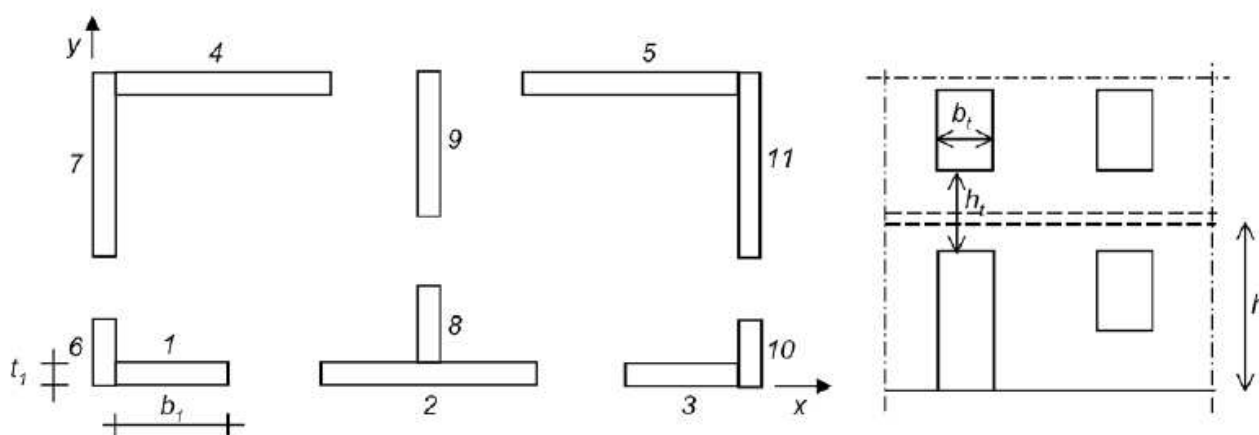


Fig. 2.10 - Individuazione della struttura portante e della geometria

### 2. Determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura:

- resistenza caratteristica a compressione  $f_k$ ;
- resistenza caratteristica a taglio puro  $f_{vk0}$ ;
- resistenze di progetto  $f_d$  e  $f_{vd}$ ;
- moduli di elasticità  $E$  e  $G$ .

### 3. Analisi dei carichi

#### 4. Distribuzione del carico sia verticale che orizzontale sui muri:

- distribuzione dei carichi verticali;
- distribuzione delle forze orizzontali (figura 2.11).

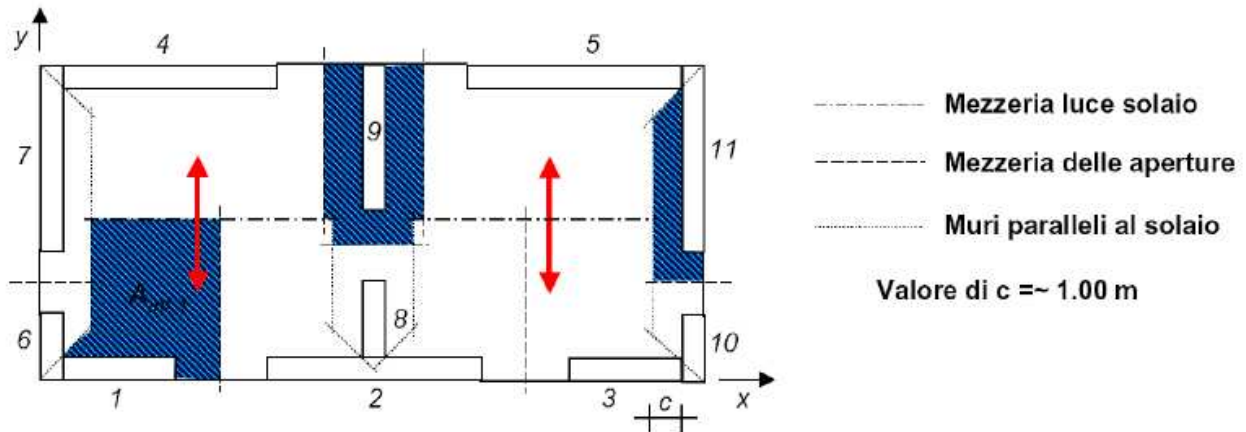


Fig. 2.11 - Distribuzione del carico verticale e delle forze orizzontali sui muri

#### 5. Determinazione delle sollecitazioni agenti sul muro da verificare:

- determinazione delle sollecitazioni normali  $N_1$  e  $N_2$ ;
- determinazione delle sollecitazioni orizzontali (nel piano e fuori dal piano);
- determinazione del momento dato da forze orizzontali (nel piano e fuori dal piano).

#### 6. Verifica agli sforzi normali:

- Determinazione delle eccentricità  $e$  per le verifiche;
- determinazione dei coefficienti di riduzione della resistenza  $\Phi$ ;
- verifica a compressione nelle sezioni di estremità e di mezzeria;
- verifica a pressoflessione per azioni orizzontali nel piano.

#### 7. Verifica agli sforzi taglianti:

- determinazione della tensione di compressione media  $\sigma_n$ ;
- determinazione della dimensione della zona compressa  $b'$ ;
- verifica a taglio.

## Capitolo 3

# Elementi strutturali e norme generali per gli edifici in muratura

### 3.1 Introduzione

Le azioni preponderanti agenti sulle strutture murarie sono indubbiamente quelle legate alle masse in gioco e quindi sono quelle dovute ai pesi propri della struttura ed alle azioni sismiche.

Il vento può determinare forze orizzontali considerevoli solo per le verifiche fuori piano di pannelli murari in zone a bassa sismicità, mentre i carichi accidentali presenti durante l'azione sismica rappresentano una piccola quota dei pesi della costruzione.

Prima di affrontare lo studio delle murature in zona sismica si passano in rassegna una serie di problemi locali che riguardano il calcolo di alcuni elementi strutturali che si ritrovano nelle strutture edilizie in muratura.

Oltre alle usuali verifiche delle murature in zona sismica che interessano la globalità della struttura è sempre necessario eseguire il controllo delle sollecitazioni di scarico verticale di solai e travi sulle strutture portanti.

### 3.2 Architravi

Gli architravi, insieme agli archi, sono quegli elementi necessari per creare delle aperture nella muratura; essi rappresentano dei punti di indebolimento della struttura, perché costringono le tensioni verticali a subire delle deviazioni, con concentrazione di pressioni e insorgenza di trazioni in alcune zone della muratura.

Gli architravi vengono di solito realizzati in calcestruzzo armato o con putrelle di acciaio; il dimensionamento di questi elementi può essere eseguito affidando ad essi una quota parte del peso della muratura e dei carichi verticali gravanti superiormente.

Se la parete a destra e a sinistra delle spalle è sufficientemente estesa tale da contrastare la spinta dell'arco naturale si può individuare una zona di scarico, approssimativamente triangolare, contenuta entro un angolo di circa 60 gradi dall'orizzontale.

Se la zona triangolare incontra un solaio, si considera la quota parte di esso che cade nella zona triangolare quale carico aggiuntivo sull'architrave (figura 3.1).

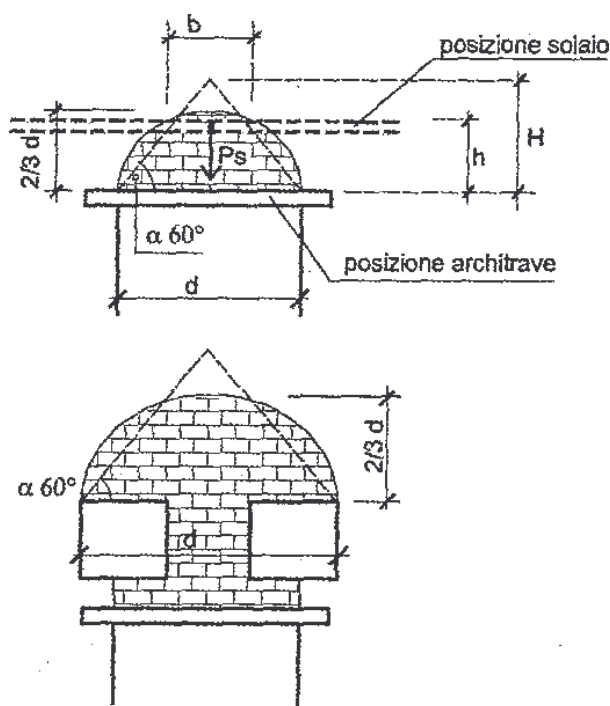


Fig. 3.1 - Zone di scarico sugli architravi

La verifica di resistenza dell'architrave si esegue poi nell'ipotesi di vincoli di appoggio semplice o di semi-incastro, con tensioni di contatto con la muratura come indicato al punto precedente.

Può capitare di dover verificare un architrave soggetto ad un carico concentrato  $N$  posto al di sopra di esso; in tal caso si può ipotizzare una diffusione della forza secondo due semirette inclinate di circa 60 gradi parallele a quelle che definiscono l'area di influenza dell'architrave.

Se il carico concentrato  $N$  è applicato nella zona triangolare ABC, esso graverà per intero sull'architrave (figura 3.2); in tal caso si calcola la reazione di appoggio e il momento in campata come segue:

$$R_A = P b/d$$

$$M = R_A a$$

Se invece il carico  $N$  è applicato esternamente al triangolo  $ABC$  ma comunque interessa l'architrave con il triangolo  $DEO$ , si può considerare un carico ripartito linearmente sul tratto  $ED$ :

$$q = N / ED$$

e quindi eseguire con questo carico il calcolo delle sollecitazioni per il dimensionamento dell'architrave.

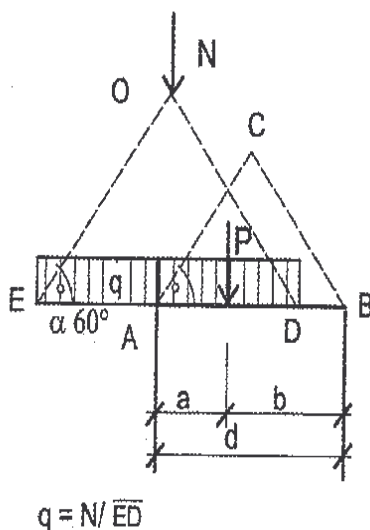


Fig. 3.2 - Scarico di forze concentrate sugli architravi

Casi più complessi possono capitare quando sopra l'architrave insistono vani di aperture; in questi casi bisogna valutare caso per caso la situazione reale.

### 3.3 Archi di muratura

Il calcolo di un arco di muratura può essere affrontato con metodi rigorosi numerici ed automatici agli elementi finiti ma, in via più intuitiva ed efficace, si fa spesso ricorso a procedimenti più semplici che sono quelli isostatici a rottura; procedimenti molto rigorosi da un punto di vista formale possono rivelarsi poco significativi se si pensa all'incertezza sulla geometria e sulle caratteristiche fisico-meccaniche della muratura.

Occorre tenere presente che la pericolosità di un arco deriva essenzialmente dalla possibilità di innesco di un meccanismo di rottura con situazioni di labilità mentre, per le condizioni di equilibrio, è necessario che in ogni sezione resistente si verifichi che:

1. le sollecitazioni massime siano minori di quelle di riferimento del materiale;



2. non vi siano trazioni, cioè la forza risultante sulla sezione sia interna al nocciolo d'inerzia (curva delle pressioni interna al nocciolo);
3. la curva delle pressioni sia interna allo spessore dell'arco;
4. la risultante formi un angolo, con la normale alla sezione, inferiore a quello di attrito della muratura (assenza di scorrimenti).

Di seguito verrà illustrato un semplice procedimento a rottura, isostatico, che ha anche una buona precisione.

Si osserva che a rottura, per effetto della parzializzazione delle sezioni, un arco di muratura può essere schematizzato con un arco a tre cerniere e quindi con uno schema isostatico; queste cerniere vengono localizzate con ottima approssimazione in chiave e nei fianchi dell'arco (in corrispondenza di sezioni individuate da un angolo di 30 gradi dall'orizzontale); volendo eseguire un calcolo più sicuro si possono fare alcuni tentativi per cercare la posizione delle cerniere che diano il massimo della spinta orizzontale; molte volte, in fase di verifica, queste cerniere sono ben individuate dal quadro fessurativo della muratura.

L'esperienza insegna che archi molto ribassati hanno cerniere poste quasi sulle imposte dell'arco.

Stabilita la posizione di queste cerniere si procede nel calcolo delle reazioni vincolari e nella verifica che le sezioni resistenti siano compresse con valori di sforzo accettabili.

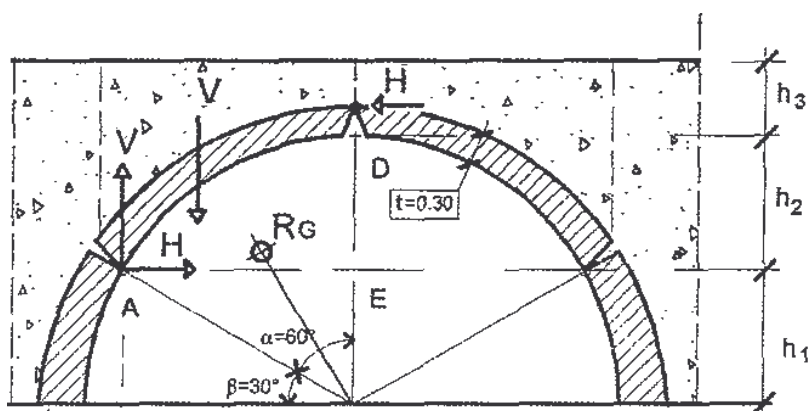


Fig. 3.3 - Schema della sezione di un arco o volta a rottura

### **3.4 Norme generali per gli edifici in muratura**

Per avere adeguate doti di resistenza gli elementi strutturali degli edifici devono possedere capacità dissipative di energia in campo plastico; nel caso delle murature tale capacità è alquanto ridotta (per la fragilità del materiale), se non a costo di danni notevoli.

Un ruolo determinante nella risposta alle sollecitazioni è giocato dai dettagli costruttivi, che vanno realizzati con estrema accuratezza; è più facile che un collasso strutturale avvenga per mancanza di connessioni, agganci ecc., che non per pura carenza di resistenza meccanica delle pareti.

Per questi motivi tutte le normative pongono particolare attenzione sui requisiti generali degli edifici in muratura e prescrivono il rispetto di alcuni particolari costruttivi.

#### **3.4.1 Caratteristiche dei materiali (par. 7.8.1.2 - NTC2008)**

Gli elementi da utilizzare per le costruzioni in muratura portante devono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili; a tal fine gli elementi devono possedere i requisiti indicati nel par. 4.5.2 della normativa con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione dei carichi verticali  $f_{bk}$ , calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 N/mm<sup>2</sup>;
- resistenza caratteristica a compressione degli elementi in direzione orizzontale  $f_{bk}^*$ , calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 1,5 N/mm<sup>2</sup>.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 N/mm<sup>2</sup> e i giunti verticali devono essere riempiti con malta.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quelle sopra specificate deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

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

### **3.4.2 Criteri generali di progetto e requisiti geometrici (par. 7.8.1.4 - NTC2008)**

I criteri generali che vanno sempre tenuti in debito conto nella costruzione di un edificio in muratura, possono essere così riassunti:

- piante degli edifici il più possibile compatte e simmetriche rispetto a due assi ortogonali;
- elementi resistenti con distribuzione il più possibile regolare in pianta e in altezza;
- aperture verticalmente allineate; in caso contrario vanno considerati nel modello strutturale e nei calcoli di verifica solo le parti di muro continue dalla fondazione al piano di verifica;
- solai e coperture non devono essere spingenti sulle murature; eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo conto dell'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di opportuni e idonei elementi strutturali;
- solai rigidi nel loro piano e ben ammorsati nei muri in modo da garantire un adeguato funzionamento a diaframma, per trasmettere e ripartire le azioni orizzontali alle pareti verticali portanti;
- distanza massima (sulla verticale) tra due solai successivi non superiore a 5 metri;
- spessori e snellezze dei pannelli murari adeguati (§ 3.4.5 del presente capitolo).

### **3.4.3 Particolari costruttivi (par. 7.8.5.1 - NTC2008)**

Sull'importanza dei particolari costruttivi si è già accennato in precedenza; essi riguardano la continuità delle cordolature, la necessità di adeguate zone con pareti in corrispondenza di incroci, la necessità di architravi efficaci, la necessità di strutture continue di fondazioni in calcestruzzo armato (da dimensionare in modo adeguato); in dettaglio:

1. ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti; i cordoli inoltre devono avere (figura 3.4):
  - larghezza almeno pari allo spessore del muro, tollerando arretramenti massimi di 6 cm dal filo esterno;
  - altezza minima pari a quella del solaio;
  - armatura corrente minima 8 cm<sup>2</sup>;
  - staffatura con barre di diametro minimo di 6 mm e passo non superiore a 25 cm;
2. i solai, o le travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai, devono essere prolungati nel cordolo per almeno metà della loro larghezza e comunque per almeno 12 cm ed essere efficacemente ancorati ad esso;

3. in corrispondenza di incroci tra due murature sono prescritte, su entrambe le pareti, zone piene di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 metro compreso lo spessore del muro trasversale;
4. al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave di c.a. o di acciaio efficacemente ammorsato alla muratura e resistente a flessione.

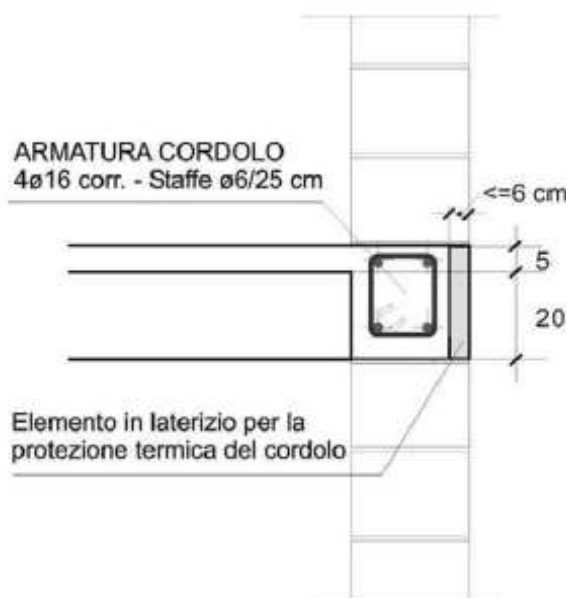


Fig. 3.4 - Particolarità di esecuzione del cordolo di solaio

### 3.4.3.1 I cordoli: prescrizioni normative per zone non sismiche

La normativa italiana richiama più volte la necessità di concepire l'edificio in muratura portante come una struttura tridimensionale – scatolare; a tal fine si devono garantire adeguati collegamenti tra le murature ed i solai e tra le murature stesse.

Il recente D.M. non riporta esplicitamente le caratteristiche dei cordoli come illustrato nei precedenti decreti, in quanto nel paragrafo delle costruzioni in muratura in zona sismica tale argomento è sviluppato più diffusamente e con maggiori restrizioni.

Per le strutture in zona non sismica si può comunque fare riferimento a quanto previsto nel D.M. 20/11/1987 di seguito riassunto:

*“In corrispondenza dei solai di piano e di copertura i cordoli si realizzeranno generalmente in cemento armato, di larghezza pari ad almeno 2/3 della muratura sottostante e comunque non inferiore a 12 cm e di altezza almeno pari a quella del solaio e comunque non inferiore alla metà dello spessore del muro.*

*L'armatura minima dei cordoli sarà di almeno  $6 \text{ cm}^2$  con diametro non inferiore a 12 mm. Le staffe devono essere costituite da tondi di diametro non inferiore a 6 mm poste a distanza non superiore a 30 cm".*

Le prescrizioni minime previste in zona non sismica vengono meglio riassunte nello schema seguente (figura 3.5):

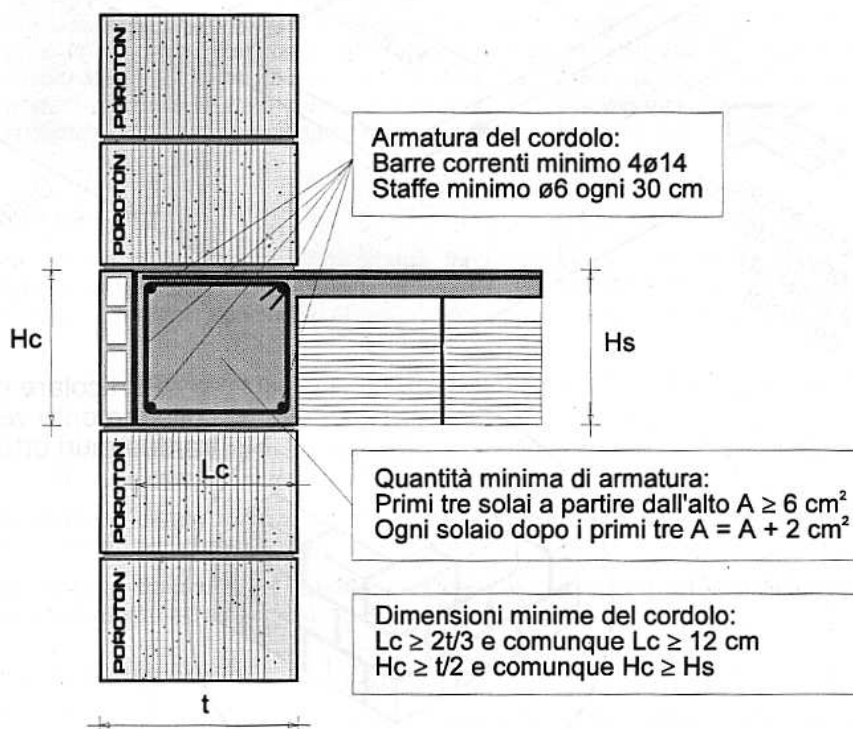


Fig. 3.5 - Particolare di cordolo armato per zone non sismiche

### 3.4.4 Strutture di fondazione (par. 7.8.1.7 - NTC2008)

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato (secondo quanto indicato al par. 7.2.5 della normativa), devono essere continue e non presentare interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano scantinato o seminterrato in pareti di cemento 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.

### 3.4.5 Spessori e snellezze delle murature portanti (par. 7.8.1.4 - NTC2008)

Con riferimento al D.M. 14/01/2008 le murature portanti, in funzione del tipo di elemento resistente utilizzato, devono rispettare i requisiti geometrici riportati nella Tabella 3.1, in cui vengono indicati con  $t$  lo spessore della parete al netto dell'intonaco e con  $h_0$  l'altezza libera di inflessione della parete (come definito al par. 4.5.6.2 della normativa).

**Tabella 3.1** – Spessori e snellezze delle pareti di muratura portante

Tipo di muratura	Spessore $t_{\min}$ (al netto intonaco)	Snellezza $\lambda_{\max} = (h_0 / t)$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15
Muratura ordinaria, con elementi in pietra squadrata, in zona sismica 3 e 4	240 mm	12
Muratura ordinaria, con elementi artificiali semipieni, in zona sismica 4	200 mm	20
Muratura ordinaria, con elementi artificiali pieni, in zona sismica 4	150 mm	20

### 3.4.6 Altezze massime dei nuovi edifici (par. 7.2.2 - NTC2008)

Le normative evidenziano la necessità di limitare l'altezza dei nuovi edifici di muratura ordinaria in zona sismica di prima categoria che, secondo il D.M. 14/01/2008, “*non accedono alle riserve anelastiche delle strutture*”; in tal caso è fissata un'altezza massima pari a due piani dal piano di campagna o dal ciglio della strada; il solaio di copertura del secondo piano non può essere di calpestio di un volume abitabile.

Nelle altre zone sismiche l'altezza massima deve essere “*opportunamente limitata in base alle capacità deformative e dissipative della struttura*”.

Per quanto riguarda le limitazioni di altezza in funzione della larghezza stradale si rimanda ai regolamenti degli strumenti urbanistici, i quali dovranno anche definire le distanze minime tra la proiezione in pianta dei fronti dell'edificio e il ciglio opposto della strada,



nonché dare indicazioni riguardo gli arretramenti per gli edifici situati in angolo su strade di diversa larghezza (figura 3.6).

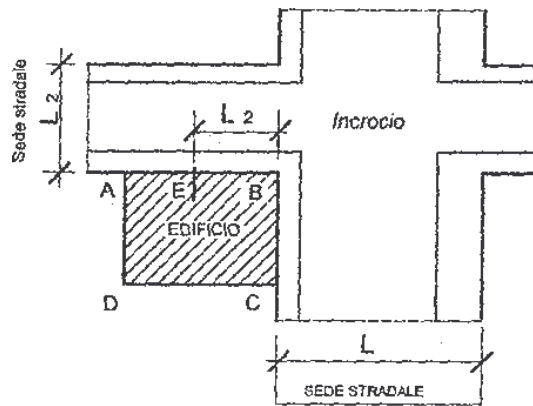


Fig. 3.6 - Esempio di edificio in angolo su strade di diversa larghezza

Ai fini di una migliore comprensione di quanto detto si definisce:

- H = altezza dell'edificio: è la massima differenza di quota tra il terreno, o il piano stradale, o il marciapiede vicino all'edificio e il piano di copertura più elevato (esclusi i volumi tecnici);
- ciglio: è la linea limite della sede stradale;
- sede stradale: è la superficie formata da carreggiata, banchine e marciapiedi.

### 3.4.7 Distanze tra nuovi edifici

Per evitare martellamenti sismici tra due edifici che non costituiscono una sola unità strutturale sono necessarie delle distanze minime; la normativa disciplina questo aspetto, imponendo che la distanza tra due edifici separati ( $d$ ) non debba essere inferiore alla somma dei due spostamenti massimi calcolati allo SLV (SLU) delle costruzioni:

$$d \geq s_1 + s_2$$

In ogni caso la distanza tra due edifici che si fronteggiano ( $d$ ) deve essere almeno pari a 1/100 della quota dei punti affacciati ( $h$ ), valutata a partire dallo spiccato di fondazione degli edifici, moltiplicata per il coefficiente  $K = a_g S / 0,5 g$  con  $K \leq 1$ :

$$d \geq K h / 100$$

avendo indicato con:

$a_g$  = accelerazione sismica di riferimento su suolo rigido (A);

$S = S_S S_T$  = prodotto del fattore stratigrafico e topografico del suolo.

In assenza di calcoli specifici è possibile valutare prudenzialmente lo spostamento massimo di ciascuna costruzione ( $s$ ) in funzione della sua altezza ( $h$ ):

$$s = (h / 100) a_g S / 0,5 g$$

Un calcolo accurato è invece necessario quando le costruzioni presentano apparecchi di isolamento sismico in fondazione.

### **3.4.8 Edifici regolari**

Gli edifici regolari sono una speciale categoria, le cui particolarità possono semplificare notevolmente alcune scelte progettuali e di verifica.

Il requisito della regolarità assicura che i primi modi di vibrazione della struttura sono simili a quelli di una mensola, con un pressochè totale coinvolgimento dell'intera massa dell'edificio e limitazioni delle frequenze di tipo torsionale.

Un edificio è regolare quando risulta regolare sia in pianta che in altezza.

#### **3.4.8.1 Regolarità in pianta**

Devono essere rispettate tutte le seguenti condizioni:

- configurazione in pianta compatta e circa simmetrica su due direzioni ortogonali per masse e rigidezze;
- rapporto tra i lati di un rettangolo con edificio inscritto minore di 4;
- rientri e sporgenze contenute nel 25% della dimensione totale dell'edificio in quella direzione;
- solai infinitamente rigidi nel loro piano (rispetto agli elementi verticali) e di adeguata resistenza.

#### **3.4.8.2 Regolarità in altezza**

Devono essere rispettate tutte le seguenti condizioni:

- pareti e telai resistenti di calcolo estesi a tutta l'altezza dell'edificio;

- masse e rigidezze pressochè costanti sull'altezza dell'edificio; variabilità delle masse tra piano inferiore e piano superiore minore del 25%; variazione delle rigidezze tra i piani non superiore al 30%;
- eventuali restringimenti di pianta dell'edificio gradualmente, non superiori al 30% del primo orizzontamento e non superiori al 20% del piano immediatamente sottostante; per l'ultimo orizzontamento di edifici con almeno quattro piani non sono prescritte limitazioni di restringimento.

### **3.4.9 Edifici semplici in zona sismica (par. 7.8.1.9 - NTC2008)**

Gli edifici "semplici" sono una particolare classe di strutture per le quali, in zone sismiche di II, III e IV categoria, non è obbligatorio eseguire alcuna analisi e verifica di sicurezza.

Si definiscono edifici "semplici" (per zone sismiche) quelle costruzioni che soddisfano le seguenti condizioni (oltre a tutte quelle valide per zone non sismiche):

- devono essere regolari in pianta e in altezza;
- devono rispettare i dettagli costruttivi generali (in zona sismica) sia per quanto riguarda la muratura ordinaria che per quella armata.

Inoltre gli edifici "semplici" devono possedere anche tutte le seguenti caratteristiche:

1. presenza, in ognuna delle due direzioni di pianta, di almeno due sistemi di pareti di lunghezza totale, al netto delle aperture, non inferiori (ciascuno) al 50% della dimensione dell'edificio nella stessa direzione delle pareti; nel conteggio della lunghezza totale potranno essere incluse solamente le pareti di muratura che rispettano i requisiti geometrici riportati nella Tabella 3.1;
2. la distanza tra questi due sistemi di pareti deve essere non inferiore al 75% della dimensione dell'edificio nella direzione ortogonale alle pareti stesse;
3. almeno il 75% dei carichi verticali deve essere portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;
4. il numero dei piani deve essere non superiore a 3 per edifici in muratura ordinaria e non superiore a 4 per edifici in muratura armata;
5. presenza, in ciascuna delle due direzioni, di pareti resistenti alle azioni orizzontali con distanza d'interasse (tra le pareti) non superiore a 7 metri per edifici in muratura ordinaria e non superiore a 9 metri per edifici in muratura armata;
6. la tensione media di riferimento  $\sigma$  di ogni piano deve soddisfare la seguente relazione:

$$\sigma = N/A \leq 0,25 f_k / \gamma_m$$

dove:

$N$  = carico verticale totale alla base del piano in esame; per carichi permanenti e variabili senza riduzioni si assume:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ ;

$A$  = area totale dei muri portanti verticali al piano considerato;

$f_k$  = resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$\gamma_m$  = coefficiente parziale di sicurezza;

7. in ogni piano il rapporto percentuale tra l'area della sezione resistente delle pareti ( $A$ ) e la superficie del piano ( $A_p$ ), in funzione del numero di piani dell'edificio e per ciascuna delle due direzioni ortogonali, deve avere valori compresi negli intervalli indicati nella seguente tabella (semplificata):

**Tabella 3.2** – Edifici “semplici”: rapporto percentuale tra Area pareti ( $A$ ) e Area piano ( $A_p$ )

Tipo di muratura	Numero di piani della costruzione	Rapporto percentuale $A / A_p$
Muratura ordinaria	1	da 3,5% a 6,5%
	2	da 4,0% a 7,0%
	3	da 4,5% a 7,0%
Muratura armata	1	da 2,5% a 4,5%
	2	da 3,0% a 5,0%
	3	da 3,5% a 6,0%
	4	da 4,0% a 6,5%

La verifica delle fondazioni per le costruzioni “semplici” potrà essere eseguita tenendo in debito conto soltanto le tensioni medie in assenza di azioni sismiche e gli effetti sismici globali trovati con l'analisi statica lineare.



# Capitolo 4

## Edifici esistenti

### 4.1 Introduzione

Gli edifici esistenti sono quelli costruiti in epoche più o meno passate, per i quali esiste già una struttura che riflette le conoscenze e le tecniche costruttive del tempo.

Gli interventi su queste costruzioni coinvolgono molto spesso problemi interdisciplinari: non è possibile infatti progettare lavori statici che prescindano totalmente dalle conoscenze storiche e che non coinvolgano quasi sempre problemi di restauro; in questi ultimi casi è necessario che gli interventi siano “reversibili” (rimozione senza danneggiamento di altre strutture), “compatibili” (eseguiti con materiali simili a quelli originali) e “minimi” (poco invasivi).

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti è necessaria in caso di evidente riduzione o degrado dei materiali o di elementi strutturali per cause naturali o accidentali, quali sisma, vento, neve, deformazioni del terreno di fondazione ecc., nonché per aggravamento della situazione statica per cambio d'uso o per trasformazione dell'organismo resistente.

La conoscenza di una vecchia costruzione, della sua geometria, ma soprattutto quella dei materiali e delle intime tecniche costruttive giocano nel progetto un ruolo fondamentale; comunque sia, il grado di incertezza con il quale si andrà ad operare sarà maggiore di quello di una nuova struttura da edificare; per le considerazioni sopra riportate, vengono introdotti i “Livelli di Conoscenza” (LC), riferiti a geometria, dettagli costruttivi e materiali, ai quali sono legati i “Fattori di Confidenza” (FC), ossia dei coefficienti riduttivi della resistenza meccanica dei materiali.

Per edifici o strutture di interesse storico-culturale è consentito, per ovvi motivi, di potersi limitare ad interventi di miglioramento, per i quali è comunque necessario valutarne la sicurezza sia prima che dopo l'intervento.

Per questa categoria di edifici è possibile distinguere tra:

- interventi finalizzati al ripristino della sicurezza;
- interventi volti all'aumento della sicurezza;
- interventi per l'adeguamento a nuove esigenze di carichi e sollecitazioni.



## **4.2 Metodi di intervento (par. 8.4 - NTC2008)**

Per gli edifici in muratura sono previsti i seguenti tipi di intervento:

- interventi “locali” di riparazione o di ripristino;
- interventi di miglioramento;
- interventi di adeguamento.

### **4.2.1 Interventi locali di riparazione o di ripristino**

Gli interventi “locali” di riparazione o di ripristino sono finalizzati a riportare la sicurezza al livello antecedente il danno o il degrado statico di alcuni elementi strutturali isolati; in tal caso il progetto di intervento deve contemplare almeno quelle strutture interessate, evidenziando che non si producano aggravamenti della situazione ante-opera nelle altre strutture esistenti.

Il progettista dovrà dare un giudizio finale sulla idoneità statica dell'intera costruzione.

Ulteriori considerazioni riguardanti gli interventi “locali” sono riportate al § 4.5.

### **4.2.2 Interventi di miglioramento**

Le operazioni di miglioramento statico sono rivolte a porzioni di strutture, al fine di fornire all'intero organismo resistente un maggiore grado di sicurezza complessivo pur senza raggiungere i livelli richiesti alle nuove costruzioni; il progetto e il controllo della sicurezza vanno estesi quindi alla struttura nel suo insieme.

Gli interventi di miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico.

### **4.2.3 Interventi di adeguamento**

Gli interventi di adeguamento statico e sismico sono necessari quando bisogna rendere la struttura atta a sopportare le azioni di progetto previste per i nuovi edifici; il progetto dovrà riguardare l'intera costruzione e dovrà contenere i calcoli di verifica per la situazione di post-intervento; gli interventi di adeguamento sono regolati da specifiche normative e sono prescritti quando si intende:

- sopraelevare la costruzione (nel rispetto delle altezze massime);
- ampliare la costruzione esistente in pianta o in altezza, con strutture connesse all'esistente;
- variare in modo significativo la destinazione d'uso o la classe dell'edificio, con incrementi dei carichi globali in fondazione di oltre il 10%; in ogni caso occorre procedere alle verifiche “locali” di resistenza anche se l'intervento risulta limitato;

- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione con opere tali da portare ad un organismo edilizio diverso da quello precedente.

Come detto, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni specificamente trattate nelle NTC.

Una variazione di altezza dell'edificio, dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali (purché resti immutato il numero di piani), non costituisce né una sopraelevazione né un ampliamento e quindi non è necessario procedere all'adeguamento.

### **4.3 Indagini ed elaborati tecnici di progetto**

La valutazione della resistenza degli edifici esistenti è particolarmente difficoltosa e legata chiaramente alla scarsa conoscenza dell'organismo strutturale e dei materiali; la scelta del "modello" e delle ipotesi di calcolo, sono ora più che mai affidate alla sensibilità, all'esperienza e alla preparazione del progettista.

In ogni caso, per qualsiasi operazione progettuale, bisogna prevedere:

- rilievi: plano-altimetrici e strutturali (comprese le fondazioni); stato fessurativo e deformativo della struttura (se necessario);
- analisi storico-costruttiva dell'opera;
- studio geologico e geotecnico dell'area interessata (se necessario);
- studio sulle fondazioni (se necessario);
- indagini sui materiali e stato di conservazione;
- indagini su eventuali dissesti (se presenti);
- valutazione della sicurezza nello stato ante-opera;
- relazione motivata del consolidamento;
- valutazione della sicurezza nello stato post-opera;
- giudizio sui benefici dell'intervento.

### **4.4 Livelli di conoscenza e parametri meccanici**

La sicurezza degli edifici esistenti viene valutata, in genere, con l'analisi sismica globale (come per i nuovi edifici); le capacità resistenti degli elementi e dei materiali possono essere ottenute da prove in sito, da prove di laboratorio e da informazioni aggiuntive in relazione ai livelli di conoscenza acquisiti.

Di particolare importanza è l'attenta analisi dei possibili "meccanismi di collasso locale" delle strutture e la quantificazione del già accennato "Fattore di Confidenza" (FC), da considerare quale ulteriore coefficiente parziale di sicurezza dei materiali; ad esempio:

$$f_d = f_k / (\gamma_m FC)$$

La conoscenza di un edificio in muratura prevede, in genere, diversi livelli di approfondimento in base all'accuratezza del rilievo, delle ricerche storiche e delle prove sperimentali; le caratteristiche meccaniche di calcolo dei materiali dipendono da tali livelli secondo quanto desumibile dalle tabelle seguenti:

**Tabella 4.1** – Livelli di Conoscenza (LC), geometria, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, metodi di analisi, Fattori di Confidenza (FC) e coefficienti di sicurezza  $\gamma_m$

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC	Coefficiente di sicurezza
LC1 Conoscenza limitata	Rilievo muratura, volte, solai, scale.  Definizione carichi gravanti	Verifiche in situ <b>limitate</b>	Indagini in situ <b>limitate</b>	Tutti i metodi di analisi	1,35	1,5 $\gamma_m$ (aumentato)
LC2 Conoscenza adeguata	su ogni elemento di parete.  Individuazione tipologia fondazioni.	Verifiche in situ <b>estese ed esaustive</b>	Indagini in situ <b>estese</b>	Tutti i metodi di analisi	1,20	$\gamma_m$ (invariato)
LC3 Conoscenza accurata	Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	Verifiche in situ <b>estese ed esaustive</b>	Indagini in situ <b>esaustive</b>	Tutti i metodi di analisi	1,00	0,7 $\gamma_m$ (ridotto)

**Tabella 4.2 – Livelli di Conoscenza (LC) e caratteristiche meccaniche**

Livello di conoscenza	Caratteristiche meccaniche
<p>LC1 Conoscenza limitata</p>	<p><b>Resistenza:</b> valore minimo della Tabella 4.3 <b>Modulo elastico:</b> valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3</p>
<p>LC2 Conoscenza adeguata</p>	<p><b>Resistenza:</b> valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3 <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3</p>
<p>LC3 Conoscenza accurata</p>	<p><b>Caso 1:</b> se sono disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza: <b>Resistenza:</b> media dei risultati delle prove <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3</p> <hr/> <p><b>Caso 2:</b> se sono disponibili 2 valori sperimentali di resistenza: <b>Resistenza:</b> valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3 se il valore medio sperimentale è compreso nell'intervallo della Tabella 4.3; - oppure valore dell'estremo superiore dell'intervallo della Tabella 4.3 se il valore medio sperimentale è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo della Tabella 4.3; - oppure valore medio sperimentale se il valore medio sperimentale è inferiore al minimo dell'intervallo della Tabella 4.3 <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3</p> <hr/> <p><b>Caso 3:</b> se è disponibile 1 solo valore sperimentale di resistenza: <b>Resistenza:</b> valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3 se il valore sperimentale è compreso nell'intervallo della Tabella 4.3 o superiore; - oppure valore sperimentale se il valore sperimentale è inferiore al minimo dell'intervallo della Tabella 4.3 <b>Modulo elastico:</b> media delle prove o valore medio dell'intervallo della Tabella 4.3</p>

Nella Tabella 4.3 (indicata come Tabella C8A.2.1 nella Circolare 02/02/2009) sono riportati i valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e il peso specifico medio  $W$  per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni:

- malta di caratteristiche scadenti;
- assenza di ricorsi o listature;
- paramenti semplicemente accostati o male collegati;
- muratura non consolidata;
- tessitura (nel caso di elementi regolari) "a regola d'arte".

Vengono inoltre indicati con:

$f_m$  = resistenza media a compressione della muratura;

$f_{vm}$  = resistenza media a taglio della muratura;

$E$  = valore medio del modulo di elasticità normale;

$G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;

$W$  = peso specifico medio della muratura.

**Tabella 4.3** – Tipologie e parametri meccanici delle murature

Tipologia della muratura	<b>f<sub>m</sub></b> (N/cm <sup>2</sup> ) min - max	<b>f<sub>vm</sub></b> (N/cm <sup>2</sup> ) min - max	<b>E</b> (N/mm <sup>2</sup> ) min - max	<b>G</b> (N/mm <sup>2</sup> ) min - max	<b>w</b> (kN/m <sup>3</sup> )
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 - 180	2,0 - 3,2	690 - 1050	230 - 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 - 300	3,5 - 5,1	1020 - 1440	340 - 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 - 380	5,6 - 7,4	1500 - 1980	500 - 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 - 240	2,8 - 4,2	900 - 1260	300 - 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 - 800	9,0 - 12,0	2400 - 3200	780 - 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 - 400	6,0 - 9,2	1200 - 1800	400 - 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 - 800	24,0 - 32,0	3500 - 5600	875 - 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 - 600	30,0 - 40,0	3600 - 5400	1080 - 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 - 400	10,0 - 13,0	2700 - 3600	810 - 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 - 200	9,5 - 12,5	1200 - 1600	300 - 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura < 45%)	300 - 440	18,0 - 24,0	2400 - 3520	600 - 880	14



Nella Tabella 4.4 (Tabella C8A.2.2 - Circ. 2009) si fa riferimento alle seguenti specifiche:

- presenza di malta buona: i coefficienti della tabella si applicano a  $f_m$ ,  $f_{vm}$ ,  $E$  e  $G$ ;
- presenza di ricorsi o listature: i coefficienti della tabella si applicano a  $f_m$  e  $f_{vm}$ ;
- presenza di elementi di connessione trasversale: i coefficienti della tabella si applicano a  $f_m$  e  $f_{vm}$ ;
- consolidamento con iniezioni di malta: i coefficienti della tabella si applicano a  $f_m$ ,  $f_{vm}$ ,  $E$  e  $G$ ;
- consolidamento con intonaco armato: i coefficienti della tabella si applicano a  $f_m$ ,  $f_{vm}$ ,  $E$  e  $G$  (non si applica il coefficiente di connessione trasversale);
- consolidamento con diatoni artificiali: si applica solo il coefficiente di connessione trasversale.

**Tabella 4.4** – Coefficienti correttivi dei parametri meccanici delle murature

Tipologia della muratura	Malta buona	Giunti sottili	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente o ampio	Iniezioni miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	--	1,3	1,5	0,9	2,0	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	--	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	--	1,5	0,9	1,7	2,0
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	--	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	--	1,3	0,7	1,5	1,5

È opportuno evidenziare che:

1. **la conoscenza della geometria strutturale** deriva dal rilievo e da tutti gli elementi murari che costituiscono l'edificio (comprese le cavità), nonché da altri elementi tipo: solai, volte, coperture, scale e fondazioni; il rilievo viene sempre completato con il quadro fessurativo e deformativo di tutti gli elementi strutturali;
2. **la conoscenza dei dettagli costruttivi** deriva dallo studio di:
  - qualità dei collegamenti tra pareti verticali;
  - qualità dei collegamenti tra solai e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
  - esistenza di architravi con adeguata capacità portante al di sopra delle aperture;
  - presenza di elementi spingenti e di eventuali elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte presenti;
  - presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
  - tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, ecc.) e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, ecc.);

**per i dettagli costruttivi** si distinguono:

- **verifiche in situ limitate:** sono operazioni basate su rilievo visivo a campione, con rimozione degli intonaci, saggi sulle murature e sugli ammorsamenti; in mancanza di rilievi diretti e attendibili, occorre assumere le ipotesi più cautelative;
  - **verifiche in situ estese ed esaustive:** sono indagini basate su rilievo visivo, ricorrendo a scrostature di intonaci, messa a nudo di ammorsamenti tra muri ortogonali e tra solai e pareti; l'esame dei dettagli va esteso all'intero edificio;
3. **la conoscenza dei materiali** è essenzialmente legata a quella delle malte, alla tessitura e alle dimensioni degli elementi lapidei, allo sfalsamento dei giunti e alla presenza di collegamenti trasversali; per le indagini sui materiali si distinguono:
    - **indagini in situ limitate:** sono informazioni che completano quelle reperibili nella letteratura tecnica o dalle regole vigenti all'epoca della costruzione; esse vanno ad individuare le tipologie di cui alla Tabella 4.3; tali verifiche si eseguono visivamente dopo la rimozione di eventuali intonaci su un'area di almeno 1m x 1m, preferibilmente in corrispondenza di angoli per controllare anche le ammorsature; è

necessario valutare, anche se in modo approssimativo, la compattezza della malta alla profondità di 5÷6 cm dal paramento murario;

- **indagini in situ estese:** tali indagini si aggiungono a quelle sopra descritte; si richiede una prova di resistenza su ogni tipo di muratura presente; per le prove si può far uso di un martinetto piatto doppio; non sono ammessi metodi di prova non distruttivi se non in combinazione a quello anzidetto; in casi di comprovata corrispondenza della muratura in esame con quella di un altro fabbricato presente in zona è possibile fare riferimento ai valori meccanici trovati per quest'ultimo; anche le indagini in situ estese vanno ad individuare le tipologie di cui alle Tabelle 4.3 e 4.4;
- **indagini in situ esaustive:** sono prove sperimentali che si aggiungono alle verifiche limitate ed estese di cui sopra, al fine di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura; le prove sperimentali di compressione e taglio possono essere eseguite in sito o in laboratorio (su campioni indisturbati); i risultati di queste prove possono essere usati ad integrazione o definizione di quanto indicato nelle Tabelle 4.3 e 4.4.

#### **4.5 Ulteriori considerazioni riguardanti gli interventi locali di riparazione o di ripristino (par. 8.4.3 - NTC2008)**

Gli interventi "locali" di riparazione o di ripristino devono soddisfare due requisiti fondamentali:

- non devono innescare variazioni di comportamento globale della struttura;
- devono essere "localmente" migliorativi.

In alcuni tipi di intervento è chiara la prima ipotesi, mentre la seconda risulta meno evidente; a questo proposito, per quanto riguarda gli interventi di tipo "locale", le NTC2008 hanno introdotto alcuni nuovi concetti che nelle precedenti norme non erano presenti o erano solo accennati; le principali novità possono essere sintetizzate nei seguenti punti:

1. introduzione (rispetto al D.M. 1996) del concetto di "Livello di Conoscenza" dell'edificio; si è voluto dare una metodologia sistematica e graduale che possa guidare con consapevolezza le scelte progettuali, sia per quanto riguarda i materiali in opera (pietrame, laterizi, ecc.), che per le tipologie strutturali presenti (pareti, solai, ecc.), nonché del livello di connessione dei vari macroelementi;
2. nuova classificazione degli interventi possibili: interventi "locali" di riparazione o di ripristino, interventi di miglioramento e interventi di adeguamento;

3. introduzione di specifiche metodologie di calcolo (statica, dinamica, statica non lineare, dinamica non lineare) da applicare a tutto l'organismo strutturale nel caso di analisi complessiva (miglioramento, adeguamento).

Tuttavia la parte delle NTC che affronta gli interventi sugli edifici esistenti contiene esigue specifiche indicazioni di dettaglio; nella Circolare applicativa e negli allegati alla stessa compaiono maggiori indicazioni che, comunque, forniscono informazioni spesso finalizzate ad interventi di rilevanza notevole (miglioramento o adeguamento), lasciando invece poche indicazioni sugli interventi minori (riparazione o ripristino).

Al fine di dare utili indicazioni procedurali e tecniche vengono di seguito riportate alcune indicazioni che possono risultare utili in fase di prima applicazione delle NTC limitatamente agli interventi "locali" di riparazione o di ripristino.

Si mette in evidenza che le casistiche che possono emergere nel campo degli interventi sugli edifici esistenti sono moltissime e non facilmente codificabili; pertanto le indicazioni che seguono hanno valore indicativo e potranno essere oggetto di adattamento al caso specifico in fase di progettazione.

In ogni caso il progettista dovrà illustrare, nella relazione generale e di calcolo, le proprie motivazioni e scelte che dovranno essere adeguatamente supportate; il progettista si assume comunque la piena responsabilità sia del progetto che dei dettagli costruttivi.

Si osserva infine che, per le tipologie di intervento di tipo "locale" o di "riparazione", le tecniche di intervento sono sostanzialmente analoghe a quelle previste dalle previgenti normative; rimangono tuttavia indispensabili le verifiche previste dalle NTC2008.

#### **4.5.1 Interventi sulle murature in elevazione**

I comuni interventi che prevedono una diversa distribuzione delle aperture interne ed esterne negli edifici in muratura sono spesso oggetto di dubbi ed incertezze.

Tali interventi, fisiologicamente connaturati al naturale evolversi delle esigenze distributive interne agli edifici esistenti, sono molto comuni e, a volte, abusati sia in numero che in dimensione dei singoli interventi, nonché scoordinati tra loro.

Senza ulteriormente soffermarsi sulla delicatezza di tali interventi, la cui complessità è facilmente intuibile, si vuole qui richiamare l'attenzione su alcuni aspetti di calcolo e costruttivi necessari per una corretta progettazione e ad una altrettanto corretta realizzazione.

I suggerimenti che seguono sono integrati da prescrizioni di "buon senso" che, se seguite, consentiranno di omettere ulteriori approfondimenti di calcolo e verifica.

In ogni caso, già in fase di progettazione architettonica, è opportuno limitare il più possibile il numero delle nuove aperture nelle pareti esistenti che dovranno essere motivate da effettive esigenze funzionali primarie.

Si tenga presente che le strutture murarie non possono consentire la libertà distributiva interna caratteristica propria delle strutture puntiformi (a telaio) in c.a. o acciaio.

#### **4.5.1.1 Analisi dello stato di fatto**

Per una corretta progettazione di un intervento sulle murature, specialmente ad un determinato livello o piano, occorre conoscere l'esatta altezza di interpiano, lo spessore della parete al netto dell'intonaco e la tipologia della muratura; è inoltre indispensabile conoscere se la muratura ha continuità ai piani superiori e inferiori.

Per i piani immediatamente superiore e inferiore (adiacenti) è necessario conoscere anche la distribuzione delle aperture in corrispondenza delle pareti oggetto di intervento.

La mancanza anche di uno solo dei dati descritti impedisce, di fatto, di poter correttamente progettare l'intervento sulla parete muraria al piano in questione.

Il "Livello di Conoscenza" che occorre acquisire è quindi almeno LC1 (verifiche limitate), così come descritto nei par. C8.A.1.A.2 e C8.A.1.A.3 della Circolare.

In mancanza di specifiche prove sperimentali i valori delle caratteristiche meccaniche della muratura potranno essere stimati in base alle Tabelle 4.2 e 4.3 oppure, in assenza di altre informazioni, facendo riferimento ad indicazioni contenute nella letteratura tecnica di comprovata validità.

Ai fini delle verifiche che devono essere condotte per questa tipologia di interventi si ritiene opportuno adottare i valori medi tra quelli proposti.

Non occorre dividere i valori suggeriti per il "Fattore di Confidenza" (FC).

Come indicato ai par. 7.8.1.5.2 e C8.A.2 si può fare riferimento alla rigidezza in condizioni fessurate e quindi considerare i valori medi di  $E$  (modulo di elasticità normale) e  $G$  (modulo di elasticità tangenziale) ridotti al 50%; in ogni caso i valori della Tabella 4.3 devono essere corretti in funzione delle caratteristiche della malta, dello spessore dei giunti, della presenza di ricorsi o listature, di diatoni (elementi di collegamento trasversali), con i coefficienti correttivi indicati nella Tabella 4.4.

#### **4.5.1.2 Calcolo e verifica**

Le indicazioni sono suggerite al par. C8.4.3; in particolare, ai fini del dimensionamento degli elementi e della parete nel suo stato di progetto, deve essere dimostrato:

- che la rigidità dell'elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente ( $\pm 15\%$ );
- che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali; il taglio ultimo della parete e lo spostamento ultimo dovranno essere superiori ai valori dello stato iniziale.

Dovrà essere sufficientemente argomentato che tale intervento non cambia significativamente il comportamento globale della struttura.

Il ripristino di rigidità (elemento principale dell'intervento) può avvenire secondo le tecniche previste ai par. C8.A.5.5 e C8.A.5.6; generalmente si opera con l'inserimento di telai metallici rigidi in acciaio o in c.a. a cerchiatura del vano di progetto oppure con rinforzi sulle porzioni di murature residue laterali.

Pertanto le verifiche di cui sopra si effettueranno comparando la parete nello stato ante-opera e la parete post-opera, comprensiva degli interventi di rinforzo.

Nel caso si adottino cerchiature metalliche o in c.a. occorrerà verificare le sezioni e le unioni in base alle sollecitazioni derivanti dall'analisi eseguita secondo le NTC2008.

#### **4.5.1.3 Cantierizzazione**

La corretta posa in opera è determinante per la buona riuscita dell'intervento.

Nel caso si debba inserire una cerchiatura occorre che questa venga messa in carico all'interno della muratura di perimetro; tale operazione si rende necessaria al fine di rendere la cerchiatura attiva specialmente per i carichi verticali; l'operazione di "caricamento" della cerchiatura può avvenire con l'ausilio di martinetti o altri tipi di attuatori. L'ammorsamento laterale alla parete deve essere effettuato con opportune e diffuse zancature; nel caso di cerchiature in pareti di piccolo spessore (1 testa) l'ancoraggio laterale deve essere realizzato preferibilmente con idonea fasciatura.

Le unioni tra i montanti e i traversi (architrave e traverso inferiore) devono assicurare il grado di vincolo ipotizzato nel calcolo.

L'incastro alla base potrà essere conseguito anche con tirafondi efficaci ancorati a cordoli in c.a.; nel caso non sia possibile assicurare un efficace vincolo di incastro si dovrà procedere al ridimensionamento della cerchiatura riducendo conseguentemente la rigidità dei montanti; in ogni caso si dovrà assicurare il corretto ammorsamento perimetrale della cerchiatura alle mazzette laterali.

Nel caso si debba realizzare il rinforzo della muratura residua si dovranno seguire le indicazioni riportate al par. C8.A.5.6; si ricorda che nel caso di placcaggio (betoncino



armato) questo deve essere realizzato su ambedue le facce della parete; i placcaggi su un solo lato non sono, di norma, da considerarsi efficaci ai fini dell'incremento della rigidità del pannello murario.

#### 4.5.1.4 Indicazioni dimensionali e costruttive

Si ritiene che siano da evitare i seguenti interventi:

- eliminazione totale di una parete portante o di controvento; tale intervento può essere ammissibile se inquadrato all'interno di una verifica più ampia rispetto a quella del generico interpiano (figura 4.1);

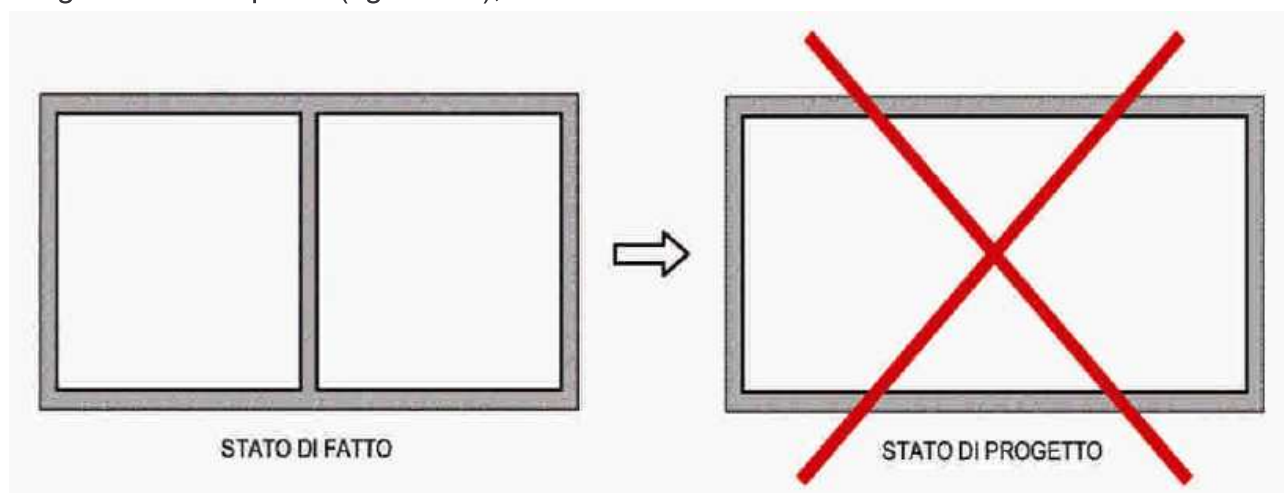


Fig. 4.1 - Esempio di eliminazione totale di una parete portante

- apertura di porte o finestre nelle pareti che lascino una mazzetta muraria laterale residua inferiore a 50 cm (escluso lo spessore del muro ortogonale); tale limitazione non si applica nel caso in cui la parete oggetto di rinforzo prosegua oltre il muro ortogonale (figura 4.2).

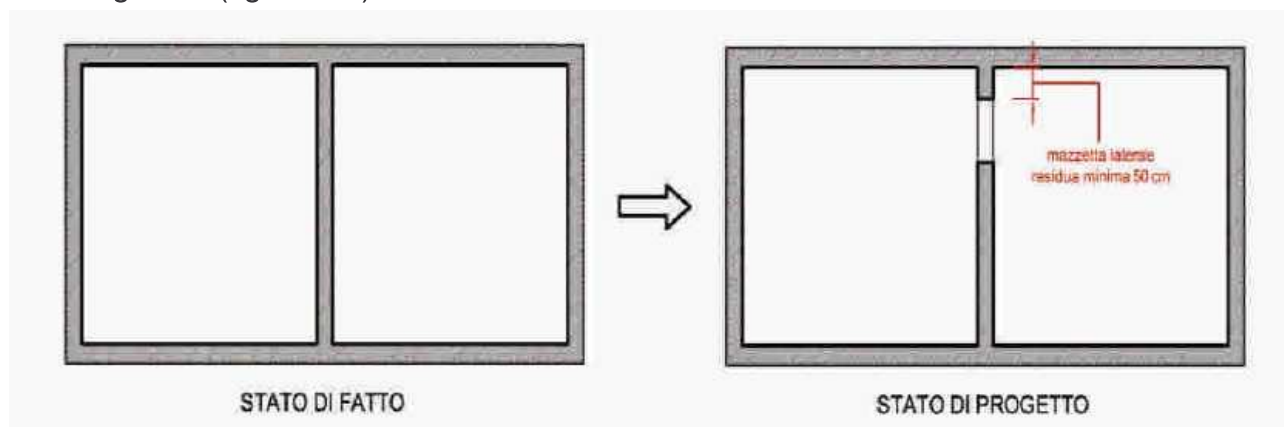


Fig. 4.2 - Esempio di mazzetta laterale residua minima da garantire

Con il mancato rispetto delle suddette indicazioni decade la possibilità di considerare l'intervento come "locale", fatto salvo eventuali obblighi derivanti da altre normative da valutarsi caso per caso.

Non sono ammissibili, all'interno della tipologia degli interventi "locali", i seguenti interventi:

- inserimento di cerchiature a cavallo delle intersezioni tra le murature (figura 4.3);

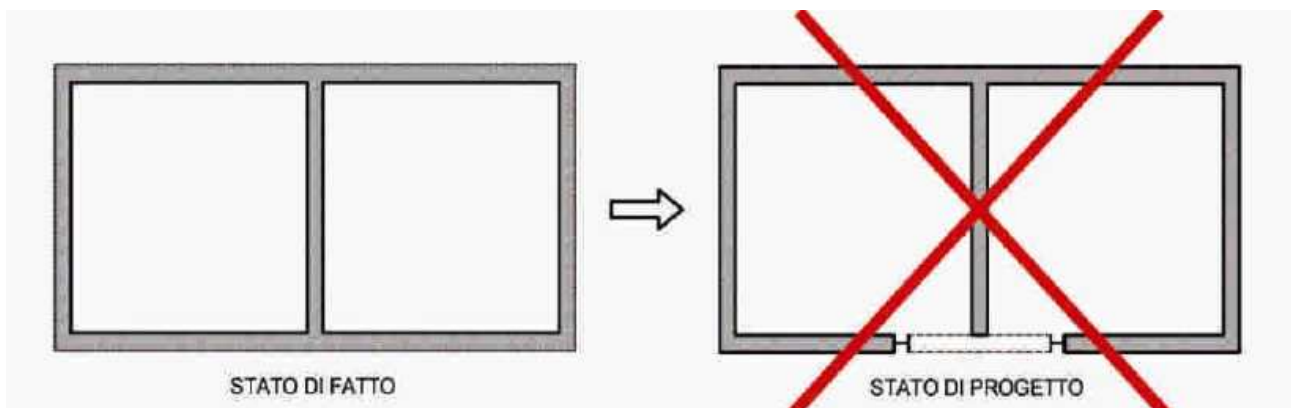


Fig. 4.3 - Esempio di inserimento di cerchiature a cavallo di intersezioni tra le murature

- inserimento di montanti nello spessore dei muri trasversali, ovvero nell'incrocio murario (figura 4.4);

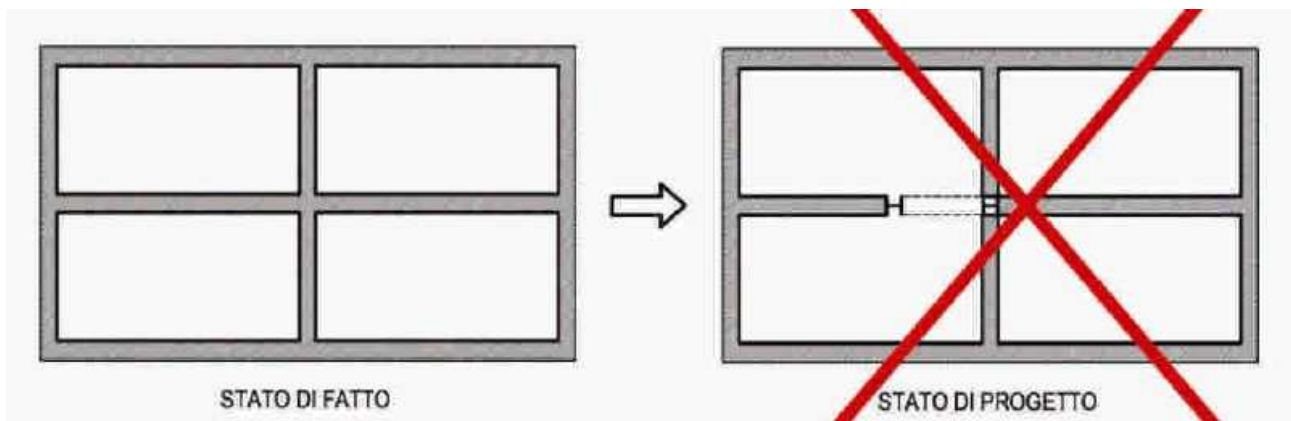


Fig. 4.4 - Esempio di inserimento di montanti nello spessore dei muri trasversali

- apertura di porte o finestre nelle pareti perimetrali esterne a distanza inferiore ad 1 m dall'angolo compreso lo spessore del muro trasversale.

Inoltre:

- lo “spostamento” di porte o finestre nell’ambito della stessa parete muraria (chiusura e riapertura adiacente del vano) è da considerarsi ammissibile anche se occorre tener presente che è opportuno rispettare il più possibile l’allineamento verticale delle aperture anche nelle pareti interne all’edificio; il riallineamento di aperture può consentire la semplice realizzazione dell’architravatura; il disallineamento, di norma da evitare, comporta la realizzazione di opportuni provvedimenti di rinforzo;
- la chiusura di nicchie, vani porta, canne fumarie o finestre deve generalmente avvenire per tutto lo spessore e con materiali che ripristinino la continuità strutturale; la nuova muratura deve essere convenientemente ammortata ai lati e calzata a forza superiormente; la qualità e la tipologia della muratura devono essere compatibili con quelle della parete esistente.

Ai fini di valutare se un intervento che prevede la creazione di nuove aperture all’interno di un edificio in muratura sia da classificarsi come “intervento locale” oppure richieda verifiche di livello superiore, si può fare riferimento al seguente criterio:

- facendo riferimento alla “unità immobiliare” oggetto degli interventi, si valuta l’area resistente della muratura  $A_{x1}$  e  $A_{y1}$  nelle due direzioni principali x e y nello “stato attuale” (“stato di fatto”);
- si valuta l’area resistente della muratura  $A_{x2}$  e  $A_{y2}$  nelle due direzioni principali x e y nello “stato di progetto” prescindendo dalle opere di rinforzo previste o già realizzate con precedenti interventi (figure 4.5 e 4.6);
- se  $A_{x2}/A_{x1} > 85\%$  e  $A_{y2}/A_{y1} > 85\%$  l’intervento può essere considerato come “locale”, restando valide le indicazioni dimensionali e costruttive sopra indicate.

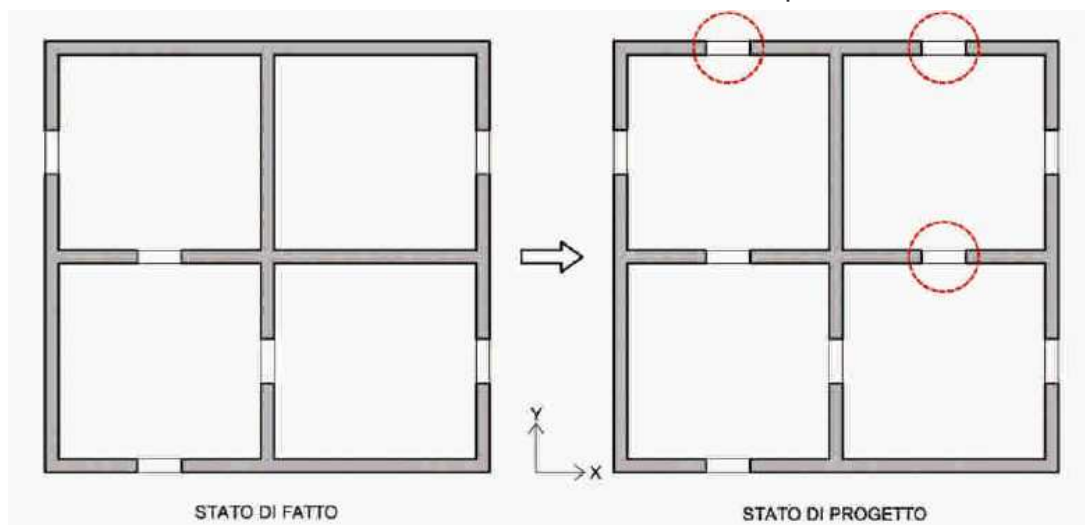


Fig. 4.5 - Esempio di realizzazione di aperture nella sola direzione X

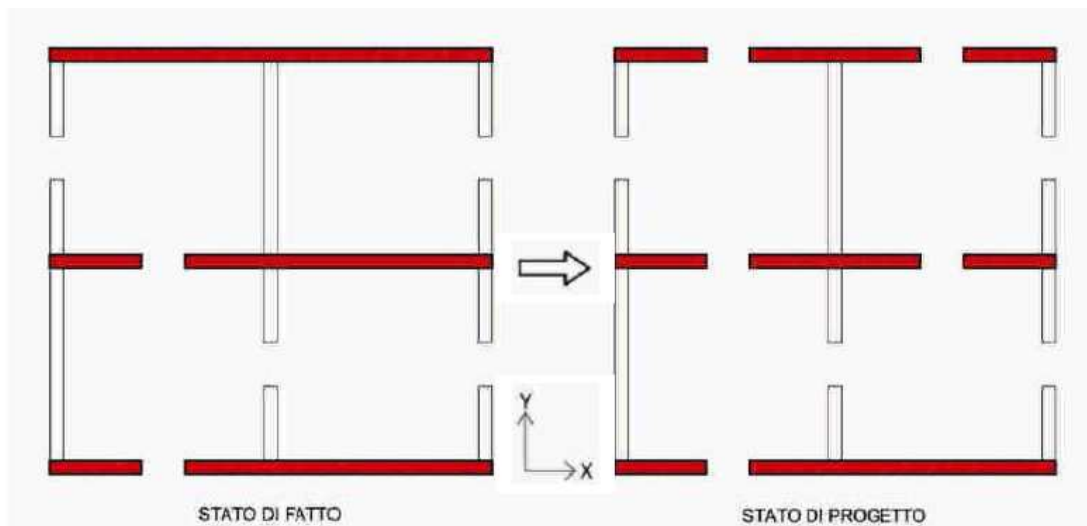


Fig. 4.6 - Schema per la valutazione dell'area resistente della muratura in direzione X

Ad esempio, nel caso in figura 4.6, dallo schema dello “stato di fatto” si calcola  $A_{x1}$  (somma delle aree resistenti della muratura in direzione X) e dallo schema dello “stato di progetto” si calcola  $A_{x2}$  (somma delle aree resistenti della muratura in direzione X); affinché l'intervento possa essere considerato “locale”, deve risultare:

$$A_{x2}/A_{x1} > 85\%$$

La realizzazione di più aperture in un fabbricato comporta la valutazione delle aree resistenti della muratura in ciascuna direzione in cui è avvenuto l'intervento.

La nuova distribuzione delle aperture interne, oltre a prevedere idonee opere di rinforzo, deve essere tale da non alterare in modo sensibile la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura.

## 4.5.2 Interventi sui solai

### 4.5.2.1 Indicazioni generali e raccomandazioni

Ai fini della classificazione come “interventi locali” sono da evitare la sostituzione di solai esistenti con altri le cui caratteristiche di peso, tipologia e rigidità siano sensibilmente diverse da quelle originarie.

In particolare, con le sostituzioni dei solai si dovrà:

- mantenere, se possibile, la stessa orditura;

- non aumentare significativamente il peso a mq (< 10% della somma dei pesi permanenti e portati), mantenendo anche inalterato il valore del carico di esercizio relativo alla destinazione d'uso;
- non modificare significativamente la rigidità di piano;
- non innalzare significativamente la quota di imposta dei solai di piano (< 30 cm).

Lo scollegamento di una parete dal solaio, particolarmente nel caso che la stessa sia esterna (ad esempio inserimento di un vano scala), comporta necessariamente opere di rinforzo sulla parete stessa in quanto privata del controvento orizzontale precedentemente offerto dal solaio.

Oltre alle indicazioni esecutive contenute nella Circolare esplicativa App. C8.A.5.3 e C8.A.5.4 è opportuno:

- mantenere i nuovi solai alla medesima quota di quelli adiacenti;
- uniformare il nuovo solaio alla tipologia, peso e rigidità di quelli adiacenti;
- ancorare efficacemente i solai lungo tutto il loro perimetro ed in maniera diffusa alle pareti, siano esse portanti o di controvento, evitando cordolature in breccia ma preferendo connessioni locali e diffuse (inghisaggi, incatenamenti con capochiave in facciata, collegamenti con i solai adiacenti, ecc.);
- nel caso di solai in legno, assicurare l'efficace collegamento tra le varie orditure (travi con travicelli, travicelli con tavolato) con opportune chiodature o connettori;
- i cordoli in c.a., se previsti, devono essere limitati in altezza (spessore del solaio o dell'orditura secondaria), fermo restando la necessità dei collegamenti di tutti gli elementi concorrenti.

Negli interventi di consolidamento dei solai, finalizzati al recupero della capacità portante o al miglioramento dei loro collegamenti con la compagine muraria, si raccomanda l'utilizzo delle tecniche suggerite dalla normativa citata, per altro analoghe a quelle già conosciute. L'utilizzo di materiali innovativi (come, ad esempio, compositi fibrorinforzati FRP) deve avvenire secondo le indicazioni del par. C8.A.7.3 se essenziali al conferimento di livelli di resistenza e/o duttilità richiesti.

#### **4.5.2.2 Cambio di destinazione d'uso**

Si chiarisce che il cambio di destinazione d'uso di un solaio (ad esempio sottotetto), se accompagnato dal rifacimento completo o parziale del solaio di calpestio (raggiungimento di un'altezza utile di interpiano compatibile con l'abitabilità), comporta la classificazione

dell'intervento almeno come miglioramento, fatto salvo quanto riportato al par. 8.4.1 (intervento di adeguamento).

### 4.5.3 Interventi sulle coperture

Vale quanto già detto per i solai di interpiano con le ulteriori indicazioni previste al par. C8.A.5 della Circolare.

### 4.5.4 Alcune considerazioni sugli interventi di miglioramento

In base a quanto indicato al par. 8.4.2 delle NTC e al C8.4.2 della Circolare, la valutazione della sicurezza per gli interventi di miglioramento è obbligatoria e finalizzata a dimostrare con metodi analitici *“l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto.”*

Tuttavia non è da escludersi la possibilità che vi possano essere casi particolari e specifici nei quali l'intervento di progetto sia inequivocabilmente migliorativo e che tale risultato sia chiaramente apprezzabile anche senza la necessità di verifiche numeriche di conferma; a titolo di esempio, per le strutture in muratura, si possono citare i seguenti casi:

- inserimento di una parete di controvento in posizione pressoché baricentrica (figura 4.7):

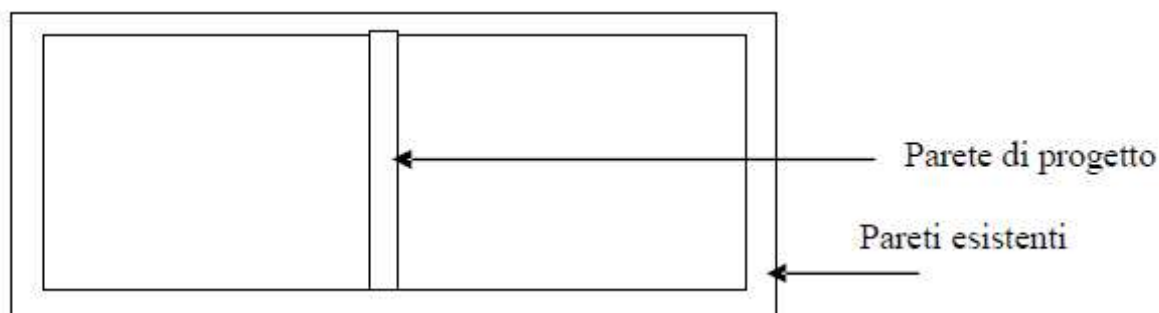


Fig. 4.7 - Esempio di inserimento di una parete in posizione quasi baricentrica

Tale intervento, pur introducendo nuovi elementi strutturali e modificando il comportamento sismico dell'edificio originario, risulta inequivocabilmente migliorativo; la valutazione del livello di sicurezza raggiunto (entità massima delle azioni cui la struttura può resistere) può essere valutato con metodi semplificati;



- inserimento di una parete a chiusura della scatola muraria (figura 4.8):

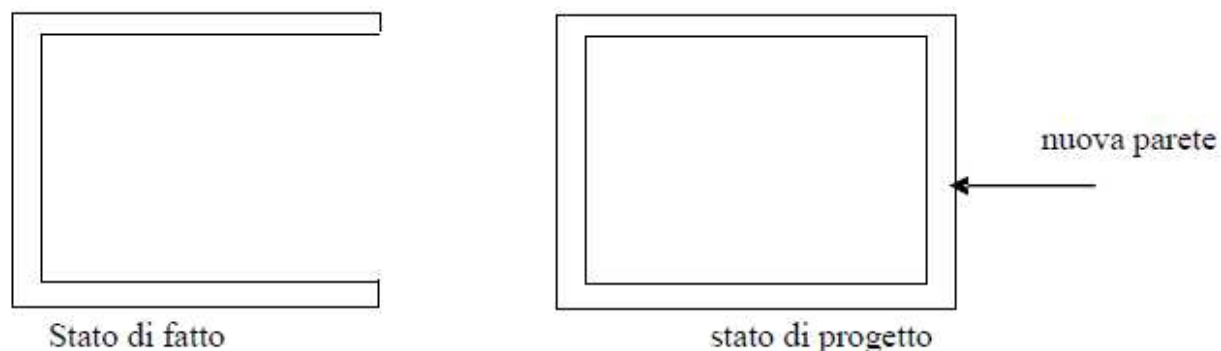


Fig. 4.8 - Esempio di inserimento di una parete a chiusura della scatola muraria

Anche in questo caso, pur introducendo nuovi elementi strutturali e modificando il comportamento sismico dell'edificio originario, l'intervento risulta inequivocabilmente migliorativo; la valutazione del livello di sicurezza raggiunto (entità massima delle azioni cui la struttura può resistere) può essere valutato con metodi semplificati.

#### **4.5.5 Altri interventi di modesta entità**

Pur non potendo elencare e descrivere tutti i possibili interventi connessi con le strutture esistenti, si rileva che alcune casistiche sono piuttosto ricorrenti; in questa parte vengono date alcune indicazioni operative, utili sia in fase di esecuzione che di verifica, in quanto non sono pienamente rappresentate nelle NTC2008.

##### **4.5.5.1 Interventi su balconi, gronde e sbalzi**

La realizzazione di una struttura a sbalzo può essere considerata come non significativa per l'edificio esistente e quindi classificata come "intervento locale" se ricorrono le seguenti condizioni:

- a. la luce dello sbalzo sia inferiore a 160 cm;
- b. la superficie dello sbalzo sia inferiore a 5,00 m<sup>2</sup>;
- c. il rapporto tra la superficie del balcone e quella del piano sia inferiore al 5%;
- d. il rapporto tra la lunghezza del balcone e la lunghezza della parete sia inferiore al 75%.

Si dovrà tenere conto di altri analoghi interventi già eseguiti con riferimento alla situazione originaria dell'edificio.

#### **4.5.5.2 Interventi su logge, verande e porticati (a piano terra)**

La realizzazione di tali strutture, generalmente in connessione ad edifici esistenti, può essere considerata come non significativa per l'edificio esistente e quindi classificata come "intervento locale" se ricorrono le seguenti condizioni:

- a. la profondità della loggia sia inferiore a 300 cm;
- b. la superficie coperta della loggia sia inferiore a 20,00 m<sup>2</sup>;
- c. il rapporto tra la superficie della loggia e quella del piano sia inferiore al 15%;
- d. la copertura sia realizzata con materiali leggeri (massimo 1 kN/m<sup>2</sup>) e non sia praticabile.

Si dovrà tenere conto di altri analoghi interventi già eseguiti con riferimento alla situazione originaria dell'edificio; in tale tipologia possono rientrare anche le scale esterne.

#### **4.5.5.3 Interventi in copertura: riabilitazione dei sottotetti e rifacimento delle coperture**

Ad eccezione dei casi già descritti al punto 4.5.2.2 (**Cambio di destinazione d'uso**) i rifacimenti delle coperture, anche con modifiche che comportino modeste variazioni di pendenza o incrementi della quota della gronda, possono essere classificati come "interventi locali" se ricorrono le seguenti condizioni:

- a. non vi sia cambio di destinazione d'uso per il sottotetto;
- b. l'innalzamento del livello della gronda sia limitato alla esecuzione della cordolatura perimetrale e comunque contenuto entro il limite massimo di 50 cm;
- c. la copertura, se sostituita, sia analoga in termini di massa e di rigidità a quella precedente; in ogni caso dovranno essere realizzati tutti gli accorgimenti previsti dal par. C8.A.5;
- d. sia già esistente il solaio di calpestio; potrà essere sostituito con altro analogo in termini di massa e rigidità, conformemente a quanto previsto dal par. C8.A.5; non possono essere considerati solai i controsoffitti (cannicci, stuoie, cartongesso, ecc.); in tali casi la loro sostituzione potrà avvenire solo con altro controsoffitto, ovviamente non praticabile, ma conforme alle indicazioni del par. C8.A.9 (figura 4.9).



Fig. 4.9 - Esempio di riabilitazione del sottotetto e rifacimento della copertura

#### 4.5.5.4 Inserimento di scale esterne e di impianti ascensore

Per tali opere si possono applicare i medesimi concetti e limitazioni sopra esposti; in particolare, ai fini della trasmissione delle azioni orizzontali, sarà possibile ancorare tali manufatti alle strutture esistenti senza procedere a verifiche globali (miglioramento o adeguamento) per l'edificio esistente.

Gli effetti reciprocamente trasmessi devono essere sostanzialmente trascurabili sia in termini di massa che di rigidezza; gli ancoraggi dovranno comunque essere correttamente dimensionati.

Le scale esterne di altezza maggiore di tre metri sono di norma da ritenersi "nuove costruzioni" e quindi soggette a collaudo statico.

#### 4.5.5.5 Sopraelevazioni minimali: addizioni volumetriche sulle coperture piane

Il par. 8.4.1 delle NTC riporta quanto segue:

*"È fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:*

*a) sopraelevare la costruzione;*

*..."*

La molteplice varietà delle costruzioni esistenti in termini di tipologia, volume, regolarità ed altre caratteristiche, non consente di identificare e valutare univocamente le possibili situazioni nelle quali l'intervento di progetto preveda una addizione volumetrica all'ultimo livello.

Tuttavia vi sono casi in cui l'addizione volumetrica, sempre a livello della copertura, sia oggettivamente di modesto rilievo per l'intera costruzione o comunque tale da non determinare la necessità di adeguare sismicamente tutto l'edificio.

Il par 8.4 delle NTC, a differenza del precedente D.M. 1996, obbliga alla "valutazione della sicurezza" e, solo se ritenuto necessario, all'adeguamento della costruzione; in altre parole l'addizione volumetrica al livello della copertura in funzione della sua rilevanza può determinare l'adeguamento sismico dell'intero edificio, come previsto dal par. 8.4 delle NTC, ma non necessariamente.

Premesso che occorre riferirsi alla situazione strutturale originaria dell'edificio così come ricostruibile nell'analisi storico-critica di cui al par. 8.5.1 delle NTC e che l'intervento di progetto non determini un peggioramento della regolarità generale dell'edificio così come definita al par. 7.2.2 delle NTC, si individuano i seguenti criteri in merito alla possibile classificazione dell'intervento e alla necessità di procedere o meno all'adeguamento sismico di cui al par. 8.4.1 delle NTC:

- a. interventi che possono essere ritenuti non rilevanti ai fini dell'edificio principale classificabili come "intervento locale"; occorre comunque procedere alla valutazione "locale" della sicurezza dell'edificio:
  - addizioni volumetriche, in copertura, di un volume complessivo inferiore al 10% del volume esistente alla medesima quota, con superficie in pianta inferiore al 10% della superficie coperta già esistente alla medesima quota, peso complessivo inferiore al 5% della massa presente (compresi i carichi di esercizio) alla medesima quota, altezza inferiore a 3 m e comunque non superiore a quella della porzione esistente alla medesima quota; sono indispensabili tutte le verifiche "locali" necessarie sia per la struttura esistente che per quella nuova (figura 4.10);

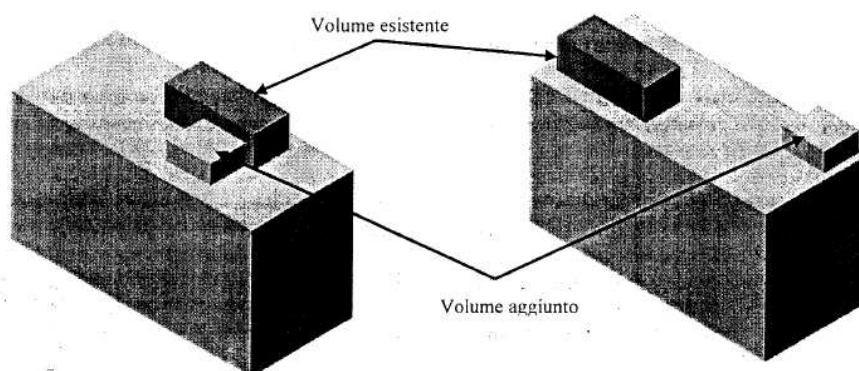


Fig. 4.10 - Esempi di addizioni volumetriche su coperture piane

È comunque consentita la costruzione di locali tecnici per un volume massimo pari a 30 m<sup>3</sup> realizzati con struttura leggera; l'incremento di massa al piano deve essere inferiore al 3% di quella esistente, rivalutata secondo la combinazione sismica (par. 2.5.5 - NTC2008);

b. interventi che determinano modifiche di comportamento della struttura esistente per i quali sono applicabili le specifiche relative agli interventi di miglioramento (par 8.4.2 - NTC2008); occorre procedere alla valutazione della sicurezza dell'edificio:

- addizioni volumetriche non rientranti pienamente nei parametri del precedente punto (a), ma che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione non superiori all'8%, abbiano altezza inferiore a 3 m e siano inferiori al 30% della superficie già coperta in pianta alla medesima quota.

## Capitolo 5

# Indagini e prove su edifici esistenti

### **5.1 Introduzione**

Le esperienze maturate nel campo della conservazione e del recupero di edifici esistenti in muratura hanno mostrato la necessità di disporre di adeguate tecniche per la valutazione degli effettivi stati di danneggiamento, prima di predisporre qualsiasi forma di intervento.

Come si vedrà meglio in seguito e in considerazione del fatto che, molto spesso, gli edifici in muratura hanno carattere “storico” o comunque non sono di recente costruzione, la tendenza attuale è quella di utilizzare, nel modo più diffuso possibile, tecniche di indagine di tipo non distruttivo, avvalendosi anche di moderne apparecchiature elettroniche.

Le prove non distruttive possono essere utilizzate nell'individuazione di caratteristiche nascoste della muratura come vuoti, difetti interni o caratteristiche della sezione muraria, che non sarebbero altrimenti riconosciute se non utilizzando prove di tipo distruttivo; le prove non distruttive sono inoltre di grande aiuto quando è necessario ottenere una conoscenza generale della morfologia di una muratura.

Ad esempio, per qualificare lo stato di conservazione di elementi strutturali in muratura di pietra e/o di laterizio è essenziale poter riconoscere l'esistenza di eventuali difetti interni, la presenza di strati e il loro tipo di connessione (presenza di diatoni o altri collegamenti).

È necessaria inoltre un'accurata ricerca storica per risalire all'organismo originale e poter disporre di tutte le informazioni riguardanti variazioni successive dovute a ristrutturazioni, parziali ricostruzioni, ampliamenti, ecc. servendosi, se possibile, dei documenti originali di progetto; tali informazioni consentono anche di ricostruire l'eventuale disomogeneità dei materiali impiegati nei vari interventi che si sono succeduti nel tempo.

### **5.2 Indagini atte a qualificare le murature**

Il comportamento strutturale di un edificio in muratura può essere interpretato, in linea generale, attraverso la conoscenza dei seguenti parametri:



- geometria generale della struttura e delle sue parti componenti;
- caratteristiche della tessitura muraria (ad uno o a più paramenti, presenza di connessione tra gli strati, giunti a secco o con malta);
- caratteristiche dei materiali componenti;
- caratteristiche della muratura come materiale composito.

Per poter risalire alle caratteristiche meccaniche di una muratura e dei suoi materiali costituenti è necessario eseguire delle accurate indagini e prove sperimentali secondo diverse modalità e tecniche di seguito elencate:

1. rilievi geometrici e morfologici;
2. prelievo di campioni per prove di laboratorio; possono essere eseguite sia sui materiali componenti (malta, pietre e/o mattoni) che sulla muratura (pannelli soggetti a prove di compressione o compressione e taglio);
3. prove in situ, che si caratterizzano in base al loro grado di invasività sulla muratura; a seconda dei casi si hanno prove non distruttive, prove debolmente distruttive e prove distruttive.

### **5.2.1 Rilievi geometrici e morfologici**

I rilievi geometrici e morfologici si distinguono in:

- rilievo geometrico della struttura;
- rilievo del quadro fessurativo;
- rilievo della tessitura muraria in superficie ed in sezione;
- carotaggi e prove endoscopiche.

#### **5.2.1.1 Rilievo geometrico e rilievo del quadro fessurativo**

Un rilievo geometrico preliminare è essenziale nelle operazioni diagnostiche perché fornisce informazioni sui dettagli strutturali ed identifica elementi su cui eventualmente si devono concentrare indagini più accurate.

Seguendo le tracce generali del primo rilievo, l'indagine può essere condotta in forma più raffinata localmente, controllando irregolarità, deviazioni della verticalità o rotazioni; questa fase deve essere accompagnata contemporaneamente da una analisi dell'evoluzione storica della struttura, per giustificare eventuali discontinuità, disomogeneità o eventuali danneggiamenti osservati sulla struttura.

Il rilievo del quadro fessurativo è di fondamentale importanza per l'identificazione dell'assetto strutturale dell'edificio; infatti l'interpretazione delle lesioni può consentire la

comprensione dello stato di danno della struttura, ma anche le sue possibili cause e condiziona la scelta del tipo di indagine da eseguire successivamente e la localizzazione di prove più dettagliate; anche questa fase deve essere coadiuvata dalla conoscenza dell'evoluzione storica dell'edificio (figura 5.1).

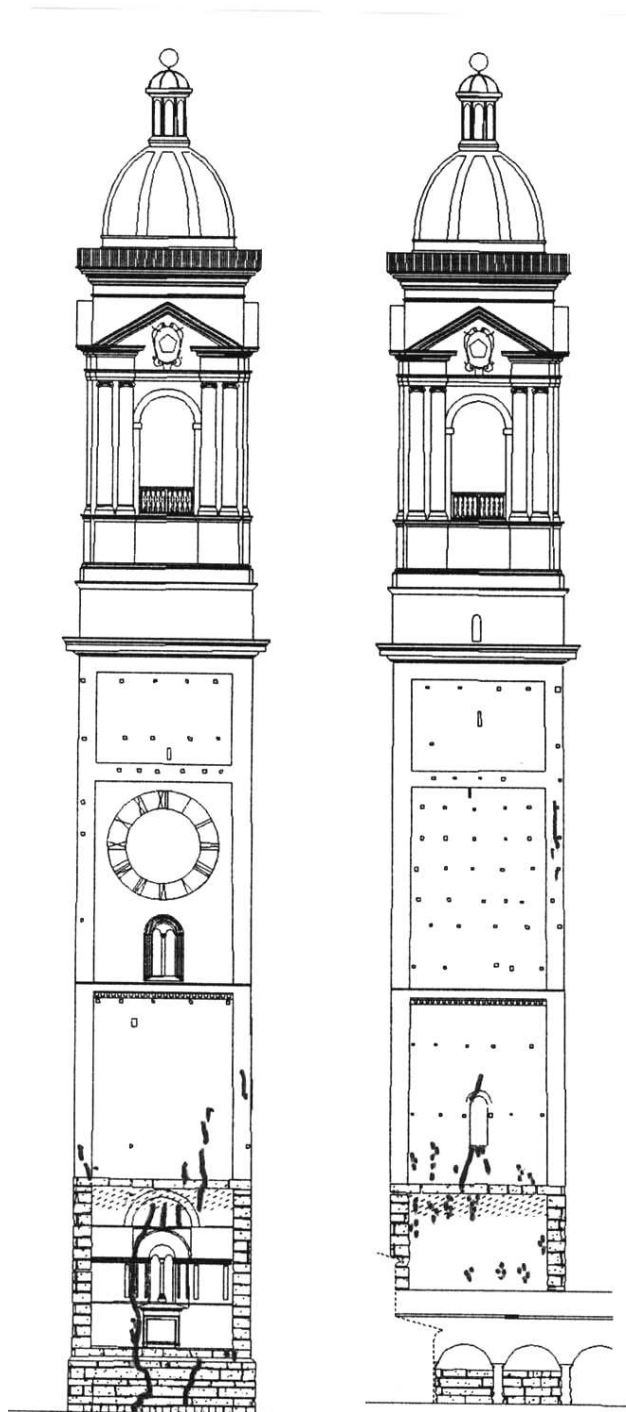


Fig. 5.1 - Rilievo del quadro fessurativo effettuato sui prospetti di due lati opposti di un campanile

In alcuni casi gli stati di danno possono essere studiati ed interpretati per analogia dei quadri fessurativi e di distribuzione delle lesioni con quelli di casi già noti.

I dettagli geometrici di alcuni elementi strutturali possono essere rilevati con tecniche innovative piuttosto raffinate (data la complessità e le difficoltà interpretative che si avrebbero utilizzando procedure più tradizionali); la fotogrammetria, per esempio, può essere di grande aiuto nella definizione della geometria di volte ed archi; la conoscenza dell'esatto assetto geometrico e l'individuazione di eventuali irregolarità della geometria consentono la verifica diretta della stabilità strutturale delle volte di muratura (figura 5.2).

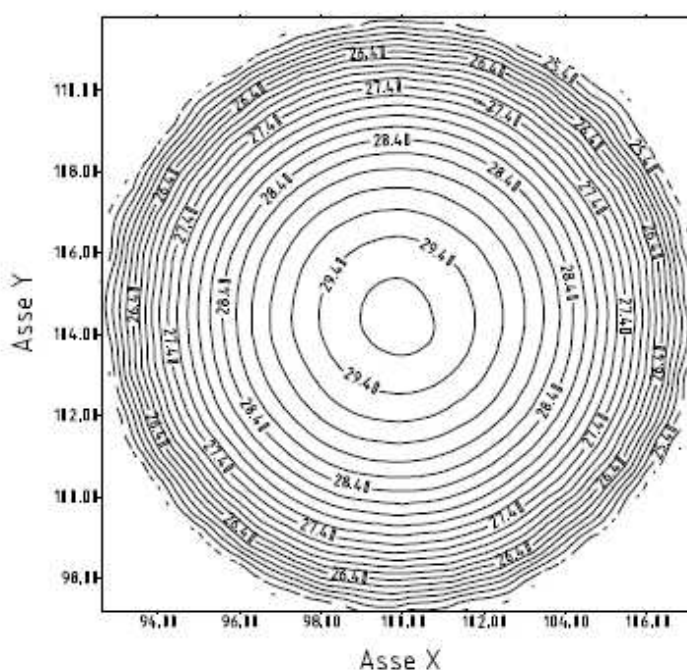


Fig. 5.2 - Esempio di rilievo fotogrammetrico dell'intradosso di una cupola

### 5.2.1.2 Rilievo della tessitura muraria in superficie ed in sezione

L'ispezione locale diretta è la tecnica più indicata per l'analisi della morfologia muraria; può essere condotta utilizzando scassi già esistenti, oppure effettuando piccoli scassi (rimuovendo cioè alcuni mattoni o blocchi di pietra e rilevando e fotografando la sezione del muro) che permettano di ricostruire successivamente l'integrità della muratura.

Gli scassi sulle murature permettono di rilevare la tipologia e le caratteristiche della muratura in superficie, sui paramenti esterni; se eseguiti negli angoli dell'edificio permettono di indagare la presenza o meno di un adeguato ammorsamento delle pareti ortogonali concorrenti nel nodo (figura 5.3).



Fig. 5.3 - Scassi superficiali eseguiti su pareti in angolo di edifici in muratura

### 5.2.1.3 Carotaggi e prove endoscopiche

Per avere maggiori informazioni in alcuni casi è possibile effettuare dei carotaggi nei punti più rappresentativi delle sezioni murarie; all'interno delle perforazioni possono essere introdotti degli endoscopi o delle sonde per una visione diretta della sezione; occorre tuttavia rilevare che sia i carotaggi che le prove endoscopiche sono in grado di fornire informazioni solo riguardo la stratigrafia delle sezioni, mentre difficilmente possono dare indicazioni per definire la tipologia di una sezione (come sono, ad esempio, eseguiti i paramenti); si cerca, quando possibile, di ridurre al minimo l'impiego dei carotaggi.

- **Carotaggi (prelievo di carote)**

Il prelievo delle carote viene eseguito con “macchine carotatrici” dotate di testate rotanti diamantate ad avanzamento manuale, che forniscono provini cilindrici (detti appunto carote) di diverso diametro e lunghezza; le carote permettono di rilevare la tipologia e le caratteristiche geometriche della muratura, tra cui spessore e tessitura interna (figura 5.4).







Fig. 5.4 - Carotaggi e prelievo di carote

Successivamente i campioni vengono portati in laboratorio per l'esecuzione di prove sperimentali atte a determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti.

Il limite dei carotaggi è legato all'impossibilità di ottenere campioni integri: la carota prelevata infatti risulta spesso estremamente decoesionata dalle vibrazioni indotte dall'operazione di prelievo mentre la malta è dilavata dall'acqua utilizzata per il carotaggio; questo impedisce quindi le fondamentali valutazioni sull'effettiva qualità e consistenza del materiale originario.

- **Prove endoscopiche**

Le prove endoscopiche consistono nell'eseguire dei piccoli fori (20 mm circa di diametro) nella muratura, all'interno dei quali viene inserito uno strumento costituito da un sistema di fibre ottiche o di prismi, oppure una piccola telecamera (endoscopio), che permette di visionare la cavità rilevando la tipologia costruttiva, eventuali lesioni, ecc. (figura 5.5).



Fig. 5.5 - Prova endoscopica

L'endoscopio può anche essere collegato ad una apparecchiatura fotografica o ad una videocamera e registrare le immagini per una successiva ricostruzione della sezione.

### **5.2.2 Prelievo di campioni per prove di laboratorio**

La fase di prelievo di materiale per le prove di laboratorio deve essere svolta in modo da bilanciare le esigenze di significatività dei risultati e l'esigenza di non distruttività del campionamento.

La stessa tecnica di prelievo è importante; infatti il campione prelevato deve essere il più possibile indisturbato per essere effettivamente rappresentativo della situazione in situ.

Le finalità di queste prove possono essere molteplici; esse possono interessare:

- la caratterizzazione dei materiali da un punto di vista chimico, fisico o meccanico;
- l'individuazione dell'origine stessa del materiale per impiegarne di simili nell'intervento di riparazione;
- la conoscenza della composizione della muratura;
- la misura del degrado e della durabilità o comunque della resistenza ad agenti aggressivi di nuovi materiali da impiegare nel restauro.

Data la difficoltà di campionamento di prismi di muratura di dimensioni significative generalmente il prelievo interessa solo singoli elementi (malta, pietre o mattoni) o assemblaggi di limitate dimensioni.

#### **▪ Prelievo di mattoni, pietre e malte**

La metodologia di campionamento dipende direttamente dalle caratteristiche del singolo materiale; in linea generale, possono essere espressi alcuni principi guida:

1. il prelievo deve essere condotto nel rispetto dell'integrità dell'edificio;
2. la quantità di materiale prelevato deve essere compatibile con lo scopo della prova e le richieste in termini di affidabilità della tecnica sperimentale;
3. se il fine delle prove è la caratterizzazione e la verifica dell'estensione del danno, il prelievo di materiale deve essere effettuato su diverse parti dell'edificio; in questo modo è possibile individuare l'eventuale presenza di vari tipi di degrado;
4. il campionamento deve riguardare porzioni dell'edificio non soggette all'azione della pioggia o a precedenti riparazioni, specialmente se il fine dell'indagine è la caratterizzazione dei leganti e degli aggregati delle malte;
5. il numero di campioni deve essere sufficientemente alto, perché il risultato sia statisticamente significativo e rappresentativo della condizione della muratura.



#### ▪ Prove sulle malte

Al momento non esistono prove standardizzate per la definizione della composizione e delle caratteristiche chimico-fisico e meccaniche di malte prelevate da edifici esistenti.

Spesso è molto difficile prelevare campioni di dimensioni sufficienti per l'esecuzione di prove meccaniche; quindi, le uniche informazioni attendibili, riguardano la composizione della malta e lo stato di degrado.

Infatti, le analisi chimiche e petrografiche, meno costose di altri tipi di prove, possono individuare il tipo di legante e di aggregato, il rapporto legante – aggregato, il grado e l'estensione della carbonatazione, la presenza di reazioni chimiche e di sostanze di nuova formazione (reazioni pozzolaniche, reazioni tra aggregati e leganti, reazioni alcali-aggregati, ecc.).

La granulometria e la distribuzione degli aggregati può essere misurata attraverso la separazione degli aggregati stessi dal legante mediante trattamenti termici o chimici, oppure con metodi ottici.

La conoscenza della composizione di una malta, anche se non esatta al 100%, permette la riproduzione di malte o miscele da iniezione con caratteristiche simili a quelle originarie, o comunque compatibili, da usare in eventuali operazioni di riparazione.

#### ▪ Prove su pietre e mattoni, nuovi o danneggiati

Il degrado della muratura causato da agenti aggressivi non è mai uniforme; in alcuni casi, se il degrado è profondo ma limitato a pochi elementi, può essere necessaria la sostituzione degli elementi stessi; in tali condizioni le prove di laboratorio possono fornire utili indicazioni per la scelta dei nuovi materiali.

Quando l'operazione di sostituzione non è possibile, per esempio data l'estensione del degrado, può essere indicata l'applicazione di appositi trattamenti superficiali; le prove di laboratorio, condotte su elementi deteriorati e non, forniscono, in questo caso, indicazioni sulla scelta del prodotto da utilizzare.

In particolare possono essere effettuati i seguenti esami:

- **prove meccaniche:** prove di compressione e di trazione indiretta (si caratterizza la parte non degradata e quella degradata), durezza superficiale in diversi punti della superficie esterna e della sezione; con quest'ultima modalità si può valutare la profondità del degrado;
- **prove fisiche:** misura del peso specifico, dell'assorbimento d'acqua per immersione totale o per risalita capillare; si tratta di parametri importanti nella valutazione della

durabilità del materiale e degli effetti dei trattamenti superficiali; l'assorbimento iniziale di pietre e mattoni e la ritenzione d'acqua delle malte nuove sono essenziali per la scelta di nuove malte o miscele da iniezione per operazioni di riparazione; la diffrattometria a raggi X può invece individuare il tipo di sale presente all'interno o sulla superficie di murature degradate; la porosimetria a mercurio è invece una tecnica in grado di valutare indirettamente la trattabilità o la presenza di trattamenti superficiali; i coefficienti di espansione termica e in acqua devono essere misurati, nel caso di sostituzione, sui nuovi elementi;

- **prove chimiche:** possono essere condotte prove per l'individuazione di solfati alcalini; i Sali devono essere prelevati a diverse profondità della muratura, per definirne la presenza e la quantità;
- **analisi ottiche e mineralogiche:** osservazioni ottiche (stereomicroscopio, SEM) devono essere eseguite per definire il degrado presente, le sue cause e la presenza di Sali; le osservazioni petrografiche su sezioni sottili esaminano la dimensione e la distribuzione dei pori, la dimensione e la distribuzione degli aggregati, la provenienza geografica di argille e pietre, la temperatura di cottura dei mattoni; le analisi al SEM servono soprattutto per ricerca e non sono normalmente utili;
- **prove di durabilità:** le prove di gelo e disgelo e di cristallizzazione salina evidenziano le prestazioni attese e il tempo di vita utile di nuovi materiali soggetti ad agenti aggressivi.

### 5.2.3 Prove in situ

Può accadere che la scarsa qualità delle murature su cui ci si trova ad operare, insieme alla necessità di conservazione del bene, non consenta di prelevare campioni indisturbati dalla struttura originaria per determinare le caratteristiche volute in laboratorio; inoltre le condizioni al contorno in cui la muratura si trova in situ sono difficilmente riproducibili in sedi diverse da quella in cui giace.

Pertanto le prove sperimentali di riferimento vengono effettuate direttamente in situ, con tecnologie e metodologie messe a punto grazie all'esperienza acquisita nel corso degli anni; la tendenza attuale è quella di prediligere indagini con un bassissimo (se non nullo) grado di distruttività del supporto originario, per poi verificarne l'attendibilità mettendole a confronto, ove possibile, con metodologie di prova a carattere distruttivo che forniscono risultati meno approssimati.

Esistono numerose tecniche e procedure di prove in situ per le murature, tese alla valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche (compressione e taglio) sia della

muratura che dei suoi componenti; di seguito vengono presentate le prove più diffuse, suddivise in base al loro grado di invasività sulla muratura; a seconda dei casi si hanno:

- prove non distruttive
- prove debolmente (o leggermente) distruttive
- prove distruttive

### **5.2.3.1 Prove non distruttive**

Attualmente le più diffuse tecniche non distruttive sono rappresentate dalle prove soniche e ultrasoniche, dalle applicazioni di georadar e dalla termografia.

Le indagini soniche e radar sembrano avere, in prospettiva, sviluppi tecnologici molto promettenti, essendo ampiamente utilizzate anche in altri campi come in medicina o in geotecnica, mentre la termografia ha già raggiunto un buon grado di calibrazione.

Al momento la maggior parte delle prove non distruttive può fornire però solo risultati qualitativi dai quali è spesso difficile ricavare una correlazione tra i parametri misurati, che comunque forniscono indicazioni sul comportamento della muratura e sulle sue caratteristiche meccaniche.

Il progettista quindi, trovandosi a dover interpretare questi risultati, può utilizzarli come valori comparativi, confrontando tra loro i dati rilevati nelle diverse parti della struttura muraria o confrontare tali dati con quelli ottenuti contemporaneamente con altre tecniche non distruttive.

Le prove non distruttive possono essere impiegate con diverse finalità:

- individuazione degli elementi strutturali nascosti come strutture di solai, archi, pilastri, ecc.;
- qualificazione della muratura e dei materiali componenti, mappando zone non omogenee nella muratura come, per esempio, l'uso di differenti mattoni nello stesso edificio;
- valutazione dell'estensione del danno meccanico in strutture fessurate;
- individuazione del degrado superficiale;
- verifica delle proprietà meccaniche e fisiche di malte, mattoni o pietre;
- controllo di alcune tecniche di riparazione (iniezioni, ristilatura dei giunti).

### 5.2.3.1.1 Prove soniche e ultrasoniche

Tra le prove non distruttive le indagini soniche sono tra quelle più comunemente impiegate; i metodi di controllo sonici si collocano all'interno delle indagini capaci di caratterizzare e descrivere qualitativamente la muratura.

La tecnica di indagine sonica si basa sulla generazione di impulsi sonici o ultrasonici in un punto della struttura attraverso la percussione con appositi strumenti o con trasduttori elettrodinamici; l'elaborazione dei dati consiste nella determinazione del tempo e della velocità di attraversamento dell'impulso dato nella muratura.

Il principio generale di funzionamento dell'indagine sonica si basa sulla relazione che lega la velocità di propagazione delle onde elastiche attraverso un mezzo materiale rispetto alle proprietà elastiche del mezzo stesso; la velocità ( $V$ ) di propagazione delle onde elastiche è, a sua volta, direttamente correlabile alle caratteristiche meccaniche e fisiche del materiale testato secondo la seguente relazione:

$$V = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

dove:

$\rho$  = densità del materiale

$E$  = modulo di Young

A rigore, questa relazione è valida solo per materiali elastici, omogenei ed isotropi.

Le onde elastiche sonore, per questo tipo di indagine, sono caratterizzate da frequenze variabili tra i 16 e i 20.000 Hz, generate da appositi trasduttori (ad esempio martelli strumentati), che producono vibrazioni nell'impatto con la superficie del materiale in prova; dallo studio dei valori di propagazione dell'onda elastica nella muratura è possibile individuare la presenza di discontinuità interne; la velocità sonica è infatti maggiore nei mezzi omogenei solidi e minima nell'aria.

Il rilievo delle velocità trasmesse lungo diversi percorsi possibili all'interno della porzione muraria testata consente poi, impiegando determinati algoritmi di elaborazione, di effettuare una mappatura delle velocità (tomografia sonica).

In generale, nel caso della muratura, si utilizzano frequenze attorno ai 3.500 Hz.

Oltre a queste ci sono le prove ultrasoniche che utilizzano una banda di frequenza variabile da 20 kHz a 1.000 MHz; tali onde non riescono ad essere trasmesse da mezzi

gassosi, per cui sono sfruttate per l'individuazione di microfessure che riescono a riflettere il fronte d'onda; per contro, il segnale ultrasonico risulta altamente attenuato per via della sua lunghezza d'onda troppo piccola in confronto alle dimensioni dei componenti la muratura e quindi è scarsamente penetrante, specie se la muratura è disomogenea.

Le prove ultrasoniche mostrano inoltre limiti notevoli per indagini su materiali altamente porosi; tuttavia possono essere impiegate per caratterizzare singoli blocchi o malte poco porose.

I risultati forniti dalle prove soniche si rivelano più facilmente leggibili rispetto a quelli delle prove ultrasoniche e quindi, per questo motivo, tali prove sono generalmente più utilizzate. I test sonici risultano molto utili per definire il diverso stato della muratura; si sono potuti individuare, per esempio, tre diversi livelli delimitati da campi di variazione della velocità per murature in mattoni, che sono di seguito riportati (in assenza, al momento, di analoghi risultati sulle murature in pietra):

1.  $V \leq 1.000$  m/s: individua murature fortemente danneggiate con presenza di grossi vuoti interni;
2.  $1.000$  m/s  $< V \leq 2.000$  m/s: rappresenta la maggioranza delle murature in mattoni esistenti; valori di  $V$  inferiori a  $1.500$  m/s possono indicare presenza di vuoti e difetti, irregolarità nei corsi o nelle giunzioni;
3.  $V > 2.000$  m/s: indica murature accuratamente costruite e conservate, con elevata resistenza a compressione stimabile tra i 5 e 15 N/mm<sup>2</sup>.

Dai valori sopra riportati si vede chiaramente che la muratura presenta dei comportamenti caratteristici, rispetto alle indagini soniche, all'aumentare del livello di danneggiamento e quindi della presenza di fessure e vuoti; in particolare, in presenza di lesioni, fratture o altri tipi di discontinuità, la velocità sonora diminuisce; le fratture infatti sono caratterizzate da vuoti dove l'onda si propaga più lentamente e producono rifrazioni multiple del segnale, cosicché il percorso dell'onda si allunga e non è più quello diretto tra sorgente e ricevitore.

Le indagini soniche sono utilizzate nella diagnosi della muratura per:

- qualificare la morfologia della sezione, individuando la presenza di vuoti, difetti o lesioni;
- controllare le caratteristiche della muratura dopo interventi di consolidamento (iniezioni di malte e resine), verificando i cambiamenti delle caratteristiche fisiche dei materiali.

La difficoltà di interpretazione dei risultati, nel caso di materiali disomogenei come la muratura, è stata evidente fin dalle prime applicazioni delle indagini soniche (risalenti agli anni '60); i risultati forniti dalle prove devono essere considerati esclusivamente come

caratteristiche qualitative e non quantitative della muratura; recentemente sono state condotte ricerche nel tentativo di fornire ulteriori nuovi parametri per la valutazione dei dati. L'attrezzatura necessaria per condurre indagini soniche è costituita da un oscilloscopio che analizza e registra le forme d'onda generate da un martello strumentato e rilevate da un accelerometro posizionato sul lato opposto del provino (figura 5.6).

In altri casi è stato utilizzato un martello a pendolo, costituito da una massa applicata ad un pendolo che, cadendo con un angolo costante rispetto alla verticale e dalla stessa distanza produce, in teoria, sempre lo stesso impulso; in realtà le irregolarità superficiali possono provocare delle variazioni di ampiezza dell'impulso e di contenuto in frequenza.



Fig. 5.6 - Martello strumentato e accelerometro

Gli accelerometri possono essere posti a diretto contatto con la superficie oppure, per migliorarne il contatto, si possono utilizzare piastrine di metallo di dimensioni 2,5 x 2,5 cm, attaccate con un particolare collante.

Il martello strumentato e l'accelerometro sono dotati di celle di carico per convertire l'impulso meccanico che genera l'onda elastica in un segnale elettrico da inviare ad un oscilloscopio; i dati vengono registrati e memorizzati su un computer collegato all'oscilloscopio per successive elaborazioni (figura 5.7).



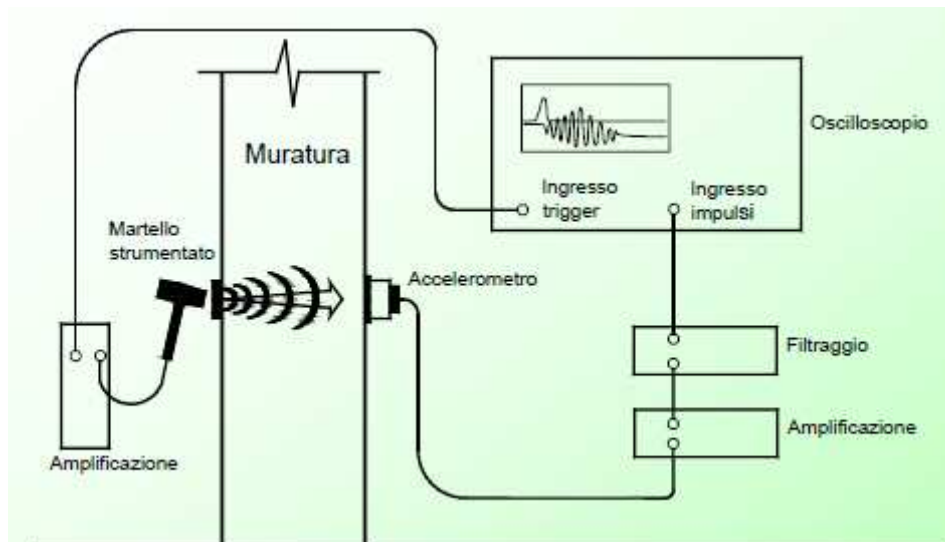


Fig. 5.7 - Schema dell'apparecchiatura per indagini soniche

Le prove soniche possono essere effettuate secondo tre diverse modalità di trasmissione:

- trasmissione diretta o per trasparenza;
- trasmissione di superficie;
- trasmissione radiale.

Si distinguono in base al posizionamento relativo del trasmettitore e del ricevitore su lati opposti, sullo stesso lato o su lati adiacenti della superficie muraria (figura 5.8).

**Trasmissione diretta o per trasparenza:** prevede la scelta dei punti di emissione e di ricezione dei segnali acustici su due lati opposti della muratura, alla stessa altezza dal suolo e in modo che la congiungente sia perpendicolare alle superfici; è il tipo di trasmissione più sensibile, però richiede l'accesso alla facciata interna e la conoscenza esatta dello spessore della muratura (figura 5.9).

**Trasmissione di superficie:** nel caso in cui sia disponibile una sola superficie, si possono eseguire le misure con punti di emissione e ricezione posti sullo stesso lato lungo una linea retta (verticale o orizzontale); risulta il metodo meno sensibile, perché risente soprattutto della composizione dello strato superficiale, che può essere diversa da quella degli strati più profondi.

**Trasmissione radiale:** in questo caso i trasduttori possono essere applicati su facce adiacenti (ortogonali) del paramento studiato; l'incertezza, in questo caso, è data dalla lunghezza della linea di trasmissione.

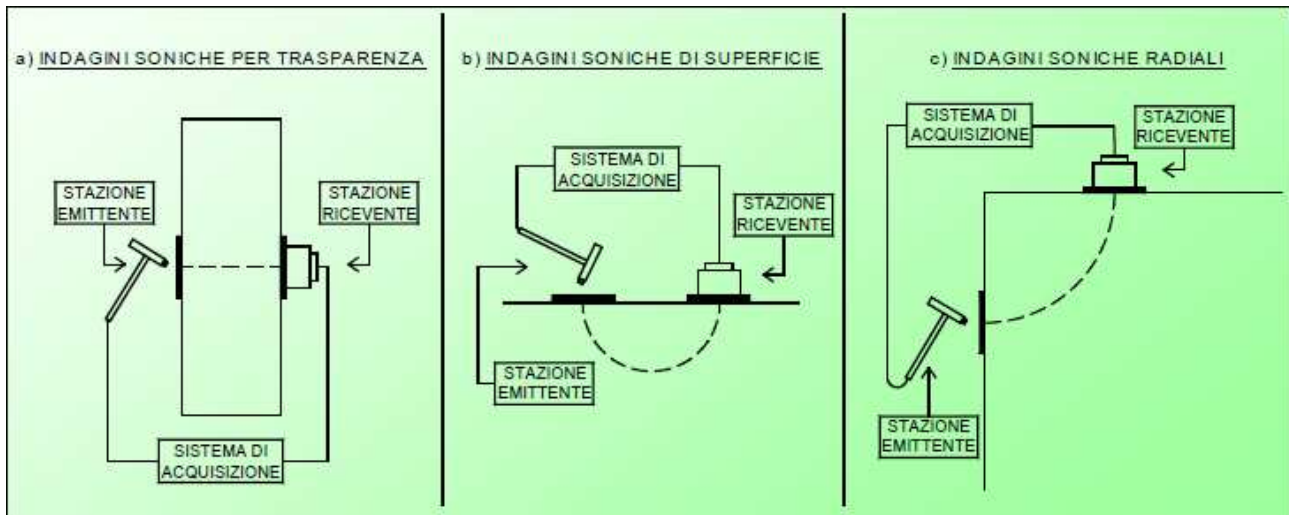


Fig. 5.8 - Esempi schematici di posizionamento delle apparecchiature per prove soniche

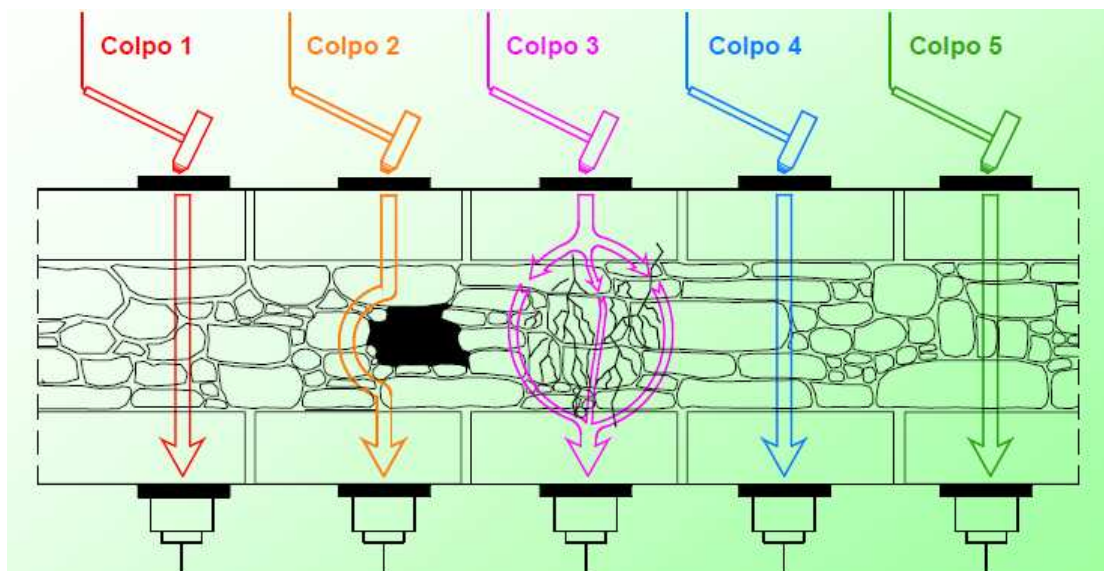


Fig. 5.9 - Esempi di prove soniche con trasmissione diretta applicate a sezioni di muratura con differenti caratteristiche interne

Generalmente, una seduta di prove soniche consiste nella misura delle velocità in una maglia di rette tra loro perpendicolari, in modo da ottenere una mappa dettagliata delle velocità (tomografia sonora).

La velocità sonora è influenzata da:

- frequenza di input, generata da diverse strumentazioni;
- numero di giunti attraversati; la velocità tende a diminuire con l'aumento del numero di giunti;

- presenza di fessure;
- caratteristiche del materiale superficiale; per esempio, la presenza di intonaci o lesioni superficiali filtra le componenti in alta frequenza del segnale; dato che la lunghezza d'onda è legata al rapporto tra velocità e frequenza, questo effetto tende ad aumentare la lunghezza d'onda e quindi diminuire la risoluzione della prova; può accadere che la risoluzione non consenta che considerazioni generali sulla localizzazione di zone di bassa velocità nella muratura.

Sono stati effettuati numerosi studi per cercare di correlare i parametri sonici con le caratteristiche meccaniche dei materiali; tuttavia le prove soniche forniscono indizi significativi esclusivamente sullo stato generale della muratura.

I limiti delle indagini soniche sono legati a:

- costo delle operazioni, dato l'elevato numero di misure richieste;
- elaborazione dei risultati, data la disomogeneità del materiale;
- necessità di una calibrazione dei valori per le differenti tipologie murarie.

Inoltre i principi fondamentali della propagazione delle onde in un solido forniscono un ulteriore limite teorico alle possibilità della tecnica; la risoluzione della prova, in termini di dimensione minima del difetto riconoscibile, è legata sia alla lunghezza d'onda della frequenza dominante che alle dimensioni stesse dell'oggetto esaminato.

### **5.2.3.1.2 Prove georadar**

Le indagini radar costituiscono una tecnica sperimentale ancora in fase di sviluppo, ma che presenta delle interessanti potenzialità; sono infatti adatte a rilevare anomalie anche in murature di spessore consistente ed a rilevare la presenza di umidità.

Le applicazioni del radar possono essere diverse, ma le operazioni di indagine più importanti per cui si utilizza questa tecnica si sintetizzano come segue:

- ricerca di elementi strutturali nascosti in murature portanti e orizzontamenti;
- individuazione di tessiture murarie nascoste da intonaci o affreschi;
- controllo dell'efficacia di iniezioni;
- individuazione di difetti, fessure e vuoti, o di inclusioni di materiali diversi;
- individuazione della morfologia delle sezioni di murature a più paramenti;
- rilievo della presenza di umidità nelle murature.

In generale, anche se le tecniche di indagine non distruttiva sono molteplici, difficilmente possono essere utilizzate singolarmente; esse sono complementari tra loro e possono essere impiegate anche unitamente a prove debolmente distruttive o distruttive.

Le tecniche radar si applicano in base al principio che un flusso di energia elettromagnetica sia alterato dagli oggetti incontrati sul suo percorso e che tale alterazione possa essere rilevata attraverso degli echi di ritorno.

Nel caso della muratura gli impulsi possono essere riflessi dalle interfacce tra materiali con differenti proprietà dielettriche come, ad esempio, la superficie e il fondo di murature, vuoti, discontinuità, distacchi, ecc..

La strumentazione radar è composta da due antenne solidali tra loro; la prima funziona come trasmettitore, che irradia il mezzo di indagine con impulsi (onde) di energia elettromagnetica caratterizzati da una brevissima durata (qualche nanosecondo) e da un'elevata frequenza (decine di MHz); la seconda antenna funziona come ricevitore e rileva gli impulsi riflessi dalle superfici di discontinuità tra materiali a differente costante dielettrica, che vengono poi trasformati dal sistema radar in segnali elettrici.

Muovendo l'antenna a velocità costante lungo la muratura si ottengono delle sezioni radar che esprimono l'andamento dei segnali ricevuti in funzione del tempo; tali segnali vengono riprodotti sul monitor del sistema ed eventualmente memorizzati o stampati come pseudo immagine (sezione tempi-distanze) della sezione indagata (figura 5.10).

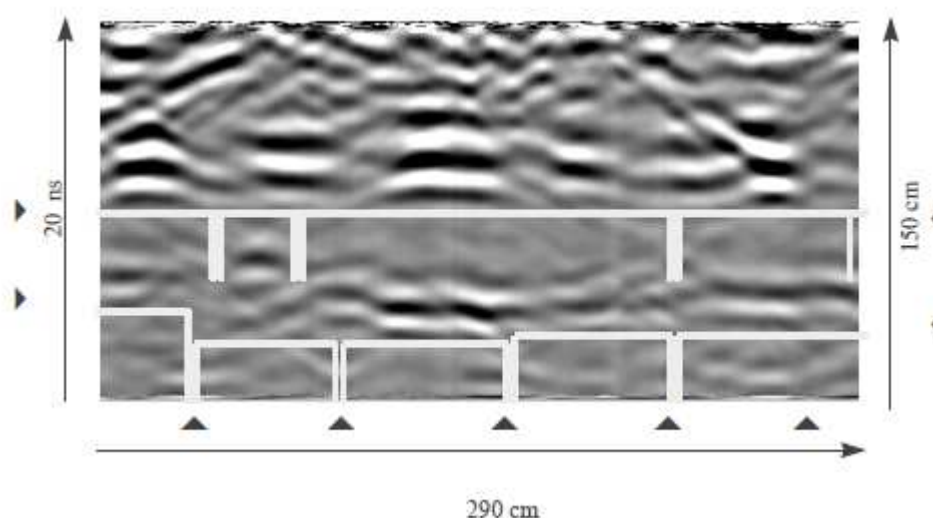


Fig. 5.10 - Sezione di una muratura rilevata tramite una prova radar

L'immagine grafica prodotta dagli echi riflessi (per effetto di un insieme di onde emesse e registrate ad intervalli di tempo molto brevi) altro non è che una sezione piana del mezzo irradiato, dove l'asse orizzontale rappresenta, in scala, il tragitto coperto dall'antenna lungo la superficie esterna del mezzo stesso, mentre quello verticale rappresenta i tempi necessari all'onda per coprire lo spazio di andata e ritorno tra la superficie esterna e le

zone di discontinuità dielettrica che hanno provocato le riflessioni; le immagini grafiche possono essere evidenziate con scale di colori o toni di grigio.

Misurando il tempo necessario affinché gli impulsi attraversino tutta la sezione e siano captati dall'antenna ricevente come echi di ritorno e conoscendo la velocità di propagazione del segnale nel mezzo, è possibile individuare la posizione dei singoli ostacoli.

Dalla rappresentazione così ottenuta è possibile evidenziare la presenza di superfici riflettenti, per esempio discontinuità nella stratificazione o cavità, e ricavare lo spessore compreso tra la superficie di prospezione e quella riflettente applicando la seguente formula:

$$h = \frac{v_m \cdot t}{2}$$

dove  $h$  è lo spessore,  $t$  è il tempo di riflessione in secondi e  $v_m$  è la velocità media delle onde elettromagnetiche nel mezzo investigato.

La velocità media delle onde elettromagnetiche e la costante dielettrica  $\epsilon$  sono legate dalla seguente formula:

$$\epsilon = \frac{c^2}{v_m^2}$$

dove  $c$  è la velocità delle onde elettromagnetiche nel vuoto ( $3 \times 10^8$  m/sec).

A titolo di esempio: l'aria ha costante dielettrica pari a 1, l'acqua a 81, il calcestruzzo ha costante dielettrica variabile da 4 a 11, il granito da 4 a 7, la sabbia bagnata da 19 a 24 mentre quella asciutta da 3 a 5.

La massima profondità di indagine dipende dalla frequenza delle onde elettromagnetiche irradiate e dalla resistività del mezzo indagato.

Usualmente le indagini GPR (Ground Penetrating Radar) vengono effettuate in modalità eco utilizzando due antenne (trasmittente e ricevente) affiancate; il sistema radar consente anche di rilevare segnali utilizzando le due antenne separate.

Le zone da studiare devono essere scelte in modo da risultare effettivamente rappresentative dello stato generale della muratura o della caratteristica che si vuole indagare; è inoltre importante che le zone di studio si trovino lontane da spigoli, per evitare riflessi locali ed effetti di bordo.



Nel caso specifico della muratura, gli impulsi sono trasmessi in un mezzo altamente disomogeneo, del quale non sono note le proprietà dielettriche e la geometria dei singoli componenti; la velocità di propagazione cambia infatti in corrispondenza di cambiamenti di materiale, in presenza di vuoti o in presenza di umidità.

Nella muratura la tecnica è impiegata per captarne le caratteristiche strutturali attraverso l'interpretazione degli echi; infatti, in corrispondenza di ogni cambiamento del mezzo, come nel caso di vuoti o disomogeneità della muratura, è prodotto un riflesso nel segnale di ritorno.

Globalmente l'interpretazione dei dati ottenuti con la tecnica radar è un processo di riconoscimento di immagini e anomalie nelle tracce di significato noto; in figura 5.11 sono schematizzate alcune immagini caratteristiche delle indagini su murature relative a:

- a. individuazione di una frattura o di uno strato trasversale obliquo continuo;
- b. individuazione di un rilevante cambiamento di tessitura e omogeneità della muratura;
- c. individuazione della presenza di un vuoto;

tali irregolarità nel mezzo producono echi nella traccia radar.

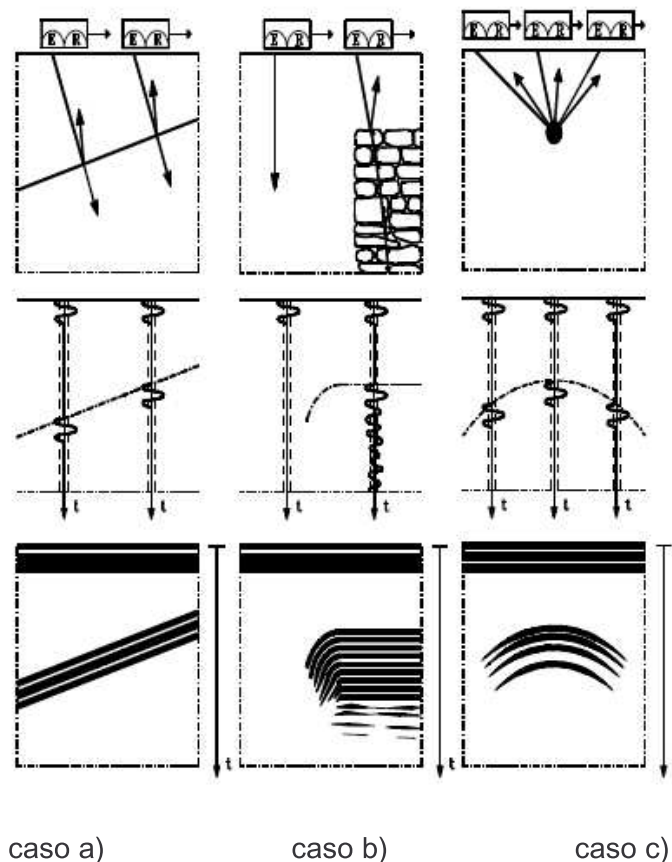


Fig. 5.11 - Schemi di risultati di prove radar



I principali problemi nell'interpretazione dei dati ottenuti da prove radar sono causati da disturbi del segnale, dovuti ad esempio:

- all'impatto delle onde con la superficie muraria, detto anche effetto della prima componente del segnale; questo disturbo è sempre presente e interessa la prima parte del segnale, nascondendo le caratteristiche più esterne della struttura; per ovviare a questo problema si possono effettuare delle registrazioni da entrambi i lati della muratura e poi confrontare i risultati ottenuti nei due casi;
- agli echi multipli generati dai numerosi cambi di materiale;
- alla sovrapposizione di echi laterali che possono creare immagini di oggetti non esistenti nella realtà; questo effetto, per una muratura, può essere causato dalla mancanza di malta o dalla mancanza di regolarità nel posizionamento dei blocchi.

Causa la disomogeneità della muratura per la presenza di irregolarità strutturali (come, ad esempio, carenze di materiale o presenza di giunti che comportano numerose riflessioni locali), le tracce radar sono generalmente caratterizzate da un rumore diffuso.

A seconda dello scopo dell'indagine possono essere utilizzate antenne di diversa frequenza; in linea generale le antenne ad alta frequenza rilevano la sezione muraria con un migliore dettaglio, però hanno lo svantaggio di presentare segnali con minore energia (spesso non sufficiente a segnalare il fondo della muratura) e più disturbati da rifrazioni locali; al contrario, le antenne a bassa frequenza permettono di rilevare tutto lo spessore murario, però sono più sensibili all'effetto della prima componente del segnale.

La scelta della frequenza delle antenne è fortemente condizionata da situazioni locali come, ad esempio, le caratteristiche e lo spessore della muratura, o la presenza di umidità, che fa diminuire la velocità e l'ampiezza dell'onda elettromagnetica.

Le prove radar necessitano quindi, di volta in volta, di una calibrazione preliminare per verificare le caratteristiche delle antenne in relazione alle finalità della ricerca da eseguire.

### **5.2.3.1.3 Prove termografiche**

La termografia è stata calibrata e applicata a manufatti artistici e a strutture monumentali da diversi anni, con risultati positivi in termini di affidabilità; ha l'indubbio vantaggio di poter essere applicata a vaste porzioni di muratura senza alcun contatto fisico diretto.

La tecnica termografica opera nella banda delle radiazioni infrarosse; ogni materiale infatti emette energia in questo campo di radiazione sotto forma di radiazioni elettromagnetiche ed è caratterizzato da una propria conducibilità termica (ossia dalla capacità di trasmettere il calore) e da un proprio calore specifico (che è la capacità di trattenere il calore).

Per cui ciascun oggetto assemblato con diversi componenti (come può essere schematizzata la muratura), se riscaldato, vedrà i suoi stessi componenti assumere temperature diverse in relazione alle differenti caratteristiche dei due parametri sopracitati. L'analisi termografica può essere condotta in modo attivo o passivo; nelle applicazioni di tipo passivo, si analizzano gli effetti di cicli termici naturali (insolazione e successivo raffreddamento) mentre, nel caso attivo, le superfici sono riscaldate artificialmente.

La termografia rileva e suddivide le radiazioni infrarosse emesse spontaneamente dai singoli punti di un corpo caldo in un certo istante; il risultato è una immagine termica dell'oggetto visualizzabile attraverso scale di colori o toni di grigio; ad ogni colore o tono della scala dei grigi corrisponde un intervallo di temperatura; generalmente le differenze di temperatura associate a tale distribuzione sono dell'ordine di frazioni di grado centigrado.

Il flusso totale di energia  $E$  emesso da una superficie è dato dalla somma dell'energia  $E_c$  emessa dalla superficie dell'oggetto per eccitazione termica con il flusso di energia  $E_r$  che proviene dall'emissione delle superfici circostanti e che viene a sua volta riemessa:

$$E = E_c + E_r$$

Le apparecchiature all'infrarosso misurano il flusso di energia  $E$  a distanza, senza alcun contatto fisico con la superficie esaminata; questa caratteristica rende l'analisi termografia assai poco invasiva.

La termografia attiva può essere utilizzata per indagare strati collocati ad una certa profondità (fino a 10÷20 cm, in relazione al materiale costituente il mezzo esaminato ed alle condizioni al contorno) nella muratura; in tal caso la superficie da indagare è riscaldata per diverse ore in modo che il calore, grazie alla conducibilità termica del materiale, possa interessare strati più profondi nel muro.

Lo schema di funzionamento di una apparecchiatura ad infrarosso è presentato in figura 5.12; una videocamera ad infrarossi trasforma le radiazioni termiche emesse dall'oggetto investigato in segnali elettrici, che vengono successivamente convertiti in immagini termiche, a loro volta visualizzate su un monitor e registrate.

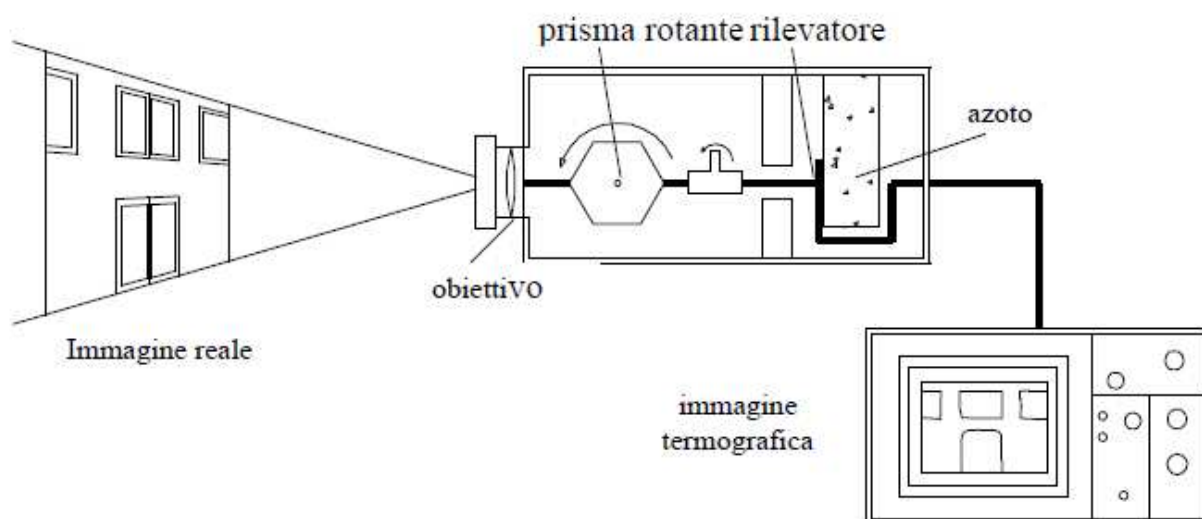


Fig. 5.12 - Schematizzazione della strumentazione per indagini termografiche

In particolare nella videocamera, la radiazione infrarossa che raggiunge l'obbiettivo è trasmessa dal sistema ottico ad un elemento semiconduttore, il quale converte le radiazioni infrarosse in un segnale video, mentre l'unità di rilevazione elabora il segnale proveniente dalla telecamera e fornisce l'immagine termografica (figura 5.13).

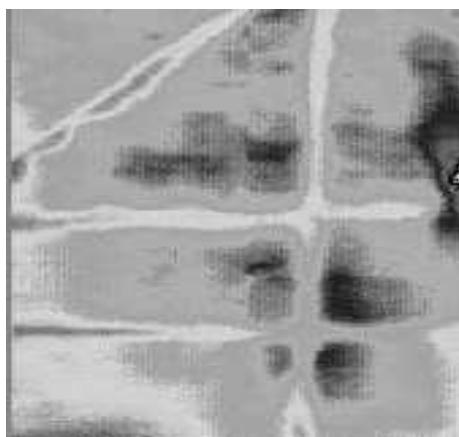


Fig. 5.13 - Immagine rilevata tramite una prova termografica

L'impiego della termografia può risultare molto utile nella diagnostica; è possibile rilevare la morfologia di murature intonacate o affrescate, dove non è evidentemente possibile l'utilizzo di tecniche che prevedano il contatto superficiale o il prelievo di campioni.

Altri campi di indagini possono essere:

- l'individuazione di vuoti o cavità;
- l'individuazione di inclusioni di differenti materiali;
- l'indagine di strutture, evidenziandone eventuali anomalie e modifiche;
- la verifica della presenza di umidità;
- il rilievo di impianti per il riscaldamento, elettrici, fognari, idrici, tubazioni del gas, ecc..

In presenza di umidità l'indagine evidenzia le aree superficiali più fredde, dove si manifesta una evaporazione continua; l'evaporazione è provocata dalla differenza di umidità relativa tra la muratura e le condizioni ambientali.

Nella diagnosi di antichi manufatti, in assenza di una adeguata sollecitazione termica, la termovisione presenta maggiori potenzialità nell'analisi degli strati più superficiali; le difficoltà che si incontrano nella lettura in profondità sono dovute alla scarsa penetrazione termica all'interno della struttura; inoltre le discontinuità superficiali contribuiscono a distorcere e a filtrare la propagazione del calore verso le zone più profonde.

Questa tecnica è sensibile alle condizioni al contorno allo svolgimento della prova, rilevando forme inesistenti dovute a diverse emissività locali.

L'interpretazione dei dati termografici è più accurata disponendo di appositi programmi di elaborazione; i metodi messi a punto sono ormai dotati di una alta risoluzione termica e spaziale, tuttavia è sempre necessario calibrare l'algoritmo matematico per ogni singola applicazione e quindi per ogni singolo materiale.

### **5.2.3.2 Prove debolmente distruttive**

Come detto, l'ispezione locale diretta è la tecnica più indicata per l'analisi della morfologia muraria; a volte può essere condotta effettuando un limitato scasso, rimuovendo cioè alcuni mattoni o blocchi di pietra e rilevando e fotografando la sezione del muro.

Tra le prove debolmente distruttive, oltre ai carotaggi e alle prove endoscopiche (già viste ed analizzate) che forniscono solo stratigrafie generali della sezione muraria, le più diffuse sono certamente quelle ottenute mediante l'utilizzo di martinetti piatti; esistono inoltre anche prove superficiali di durezza, penetrazione e pull-out test.

#### **5.2.3.2.1 Prove con martinetti piatti**

Questa tecnica è stata originariamente applicata per determinare in situ i livelli di sforzo nella muratura; successivamente il metodo è stato calibrato per rilevare le caratteristiche di deformabilità della muratura stessa.

Già dalle prime applicazioni su monumenti storici sono apparse chiaramente le notevoli potenzialità del metodo; si tratta di una tecnica, forse l'unica disponibile al momento, in grado di fornire informazioni attendibili sulle caratteristiche meccaniche di una muratura in termini di stato di sforzo, deformabilità e resistenza.

La prova risulta leggermente distruttiva in quanto avviene introducendo un martinetto piatto in un taglio effettuato lungo un giunto di malta; a fine prova lo strumento può essere facilmente rimosso e il giunto eventualmente risarcito.

Il martinetto piatto è costituito da due fogli sottili in lamiera di acciaio di circa 1 mm di spessore, giuntati e saldati lungo il bordo; si crea così una intercapedine all'interno della quale viene immesso dell'olio in pressione; il martinetto ha uno spessore complessivo intorno ai 5 mm (sufficientemente sottile da poter essere inserito nel piano di malta tra i corsi dei mattoni) e può avere forma e dimensioni diverse in pianta a seconda delle necessità.

Durante le prove il martinetto piatto viene gradualmente pressurizzato ed esercita quindi una pressione nella muratura circostante; il martinetto deve essere in grado di sopportare delle pressioni massime superiori a 600 N/cm<sup>2</sup>.

L'area di ciascun martinetto non deve essere inferiore a 800 cm<sup>2</sup> e la superficie del martinetto non deve essere inferiore a quella di un mattone; nelle figure 5.14.a e 5.14.b sono riportati alcuni esempi di martinetti piatti per murature in pietrame o in laterizio (le dimensioni dei martinetti sono espresse in cm, mentre gli spessori sono espressi in mm).

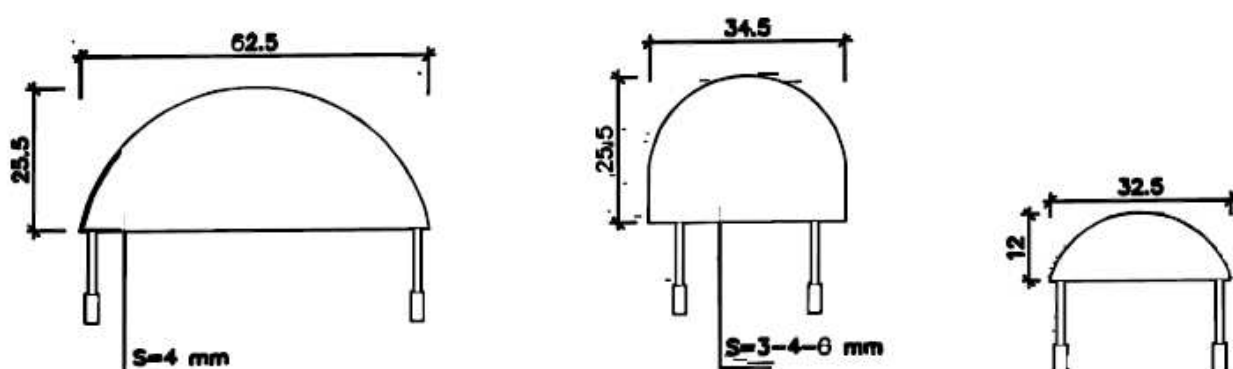


Fig. 5.14.a - Forme e dimensioni di martinetti piatti per murature in pietrame

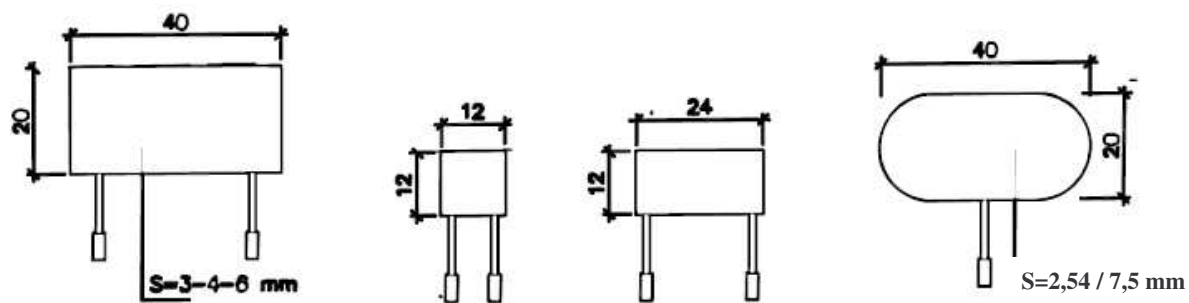


Fig. 5.14.b - Forme e dimensioni di martinetti piatti per murature in laterizio

#### ▪ Campi di applicazione

L'impiego dei martinetti piatti per la valutazione in situ delle caratteristiche meccaniche delle murature è un metodo debolmente distruttivo che consente:

- a. il rilievo della tensione in esercizio;
- b. il rilievo delle caratteristiche di deformazione;
- c. una stima della resistenza a compressione della muratura.

#### ▪ Determinazione dello stato tensionale con i martinetti piatti

**Principio di funzionamento:** il metodo si basa sull'esecuzione di un taglio orizzontale nel giunto di malta che provoca il rilascio delle tensioni e sul successivo ripristino dello stato tensionale mediante l'introduzione di un sottile martinetto piatto nel taglio effettuato.

L'annullamento dello stato tensionale comporta l'avvicinamento delle due parti di muratura divise dal taglio e questa deformazione viene rilevata da estensimetri rimovibili, che hanno riscontro in due punti simmetricamente opposti rispetto al taglio; all'interno del taglio viene quindi collocato un martinetto piatto avente le stesse dimensioni del taglio, poi si aumenta gradualmente la pressione interna del martinetto fino ad annullare la deformazione provocata dal taglio eseguito (figure 5.15 e 5.16).

In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è identica a quella che esisteva prima del taglio, corretta da alcuni fattori che tengono in dovuta considerazione il rapporto tra l'area del taglio e quella del martinetto nonché le caratteristiche di quest'ultimo.



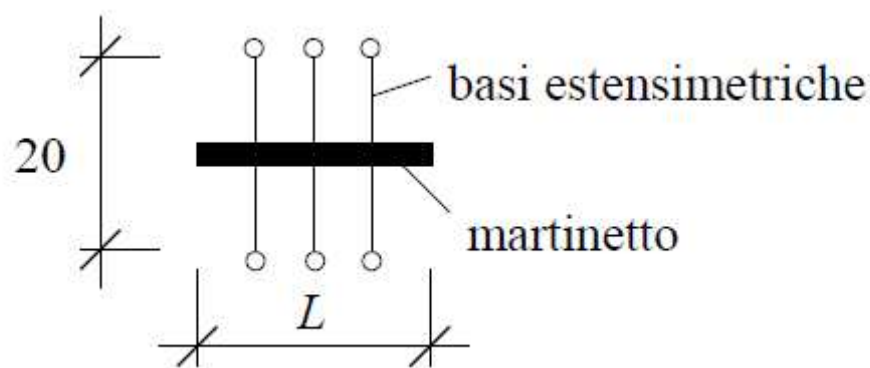


Fig. 5.15 - Disposizione del martinetto piatto e delle basi estensimetriche di misura

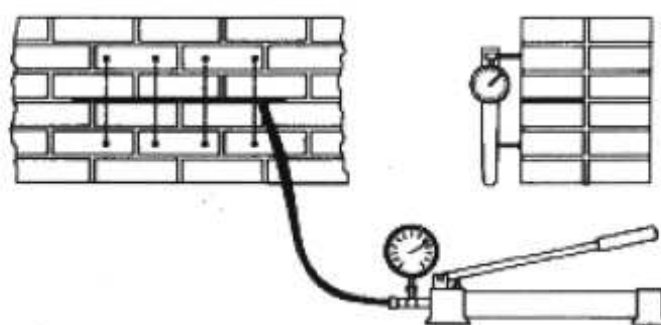


Fig. 5.16 - Schema di sistemazione e preparazione della prova

#### Modalità di esecuzione della prova:

- si scelgono i punti in cui effettuare le prove e si fissano gli elementi metallici di riscontro, che vanno disposti simmetricamente rispetto alla linea prescelta per il taglio;
- si effettua una prima misurazione senza avere effettuato il taglio;
- si taglia la muratura avendo cura di non disturbare la zona circostante;
- si effettua una seconda misura per valutare l'accorciamento;
- si inserisce il martinetto piatto e si dà pressione controllando le deformazioni sulla muratura; si ferma la prova quando la distanza tra i due riscontri torna ad essere la stessa di quella che era stata misurata prima di effettuare il taglio (figura 5.17);
- si registra il valore della pressione dell'olio.



Fig. 5.17 - Esecuzione della misura con il deformometro

#### Elaborazione dei risultati:

il valore della tensione media è calcolato con la seguente relazione:

$$\sigma = K_0 K_a p$$

dove:

$K_0 = 0,85 \div 0,95$ ; è la costante di calibrazione, che dipende dalla rigidità e dalla forma del martinetto piatto; deve essere determinata effettuando una prova campione su di una muratura di cui si conosca lo stato tensionale (calibratura);

$K_a = \text{area del martinetto} / \text{area del taglio} (< 1)$ ; è la costante di taglio del martinetto piatto;

$p$  = pressione nel martinetto piatto corrispondente all'annullamento dello spostamento provocato dal taglio.

L'errore che si commette nella valutazione di  $\sigma$  è dell'ordine di  $10 \div 20 \text{ N/cm}^2$ ; pertanto tale tipo di prova non è consigliabile negli edifici di muratura ordinaria con 1 o 2 piani.

#### ▪ Determinazione del modulo elastico con i martinetti piatti

**Principio di funzionamento:** si utilizzano due martinetti piatti, disposti orizzontalmente nei giunti di malta della muratura, ad una distanza di circa  $40 \div 50 \text{ cm}$  e si esercita una pressione nella porzione di muratura compresa tra i due tagli; tale configurazione equivale ad una prova di compressione monoassiale in direzione ortogonale al piano di posa dei mattoni; è anche possibile, con opportune cautele, avvicinarsi al limite di rottura della muratura attraverso progressivi incrementi di carico e valutare la resistenza a compressione mediante estrapolazione (figure 5.18 e 5.19).

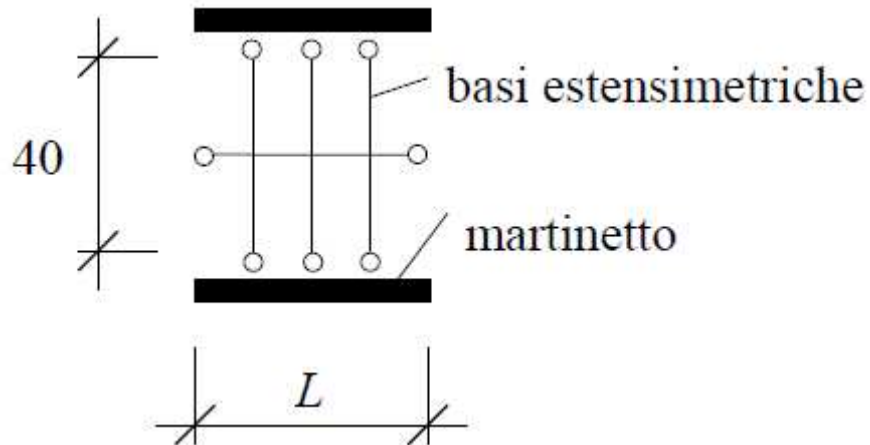


Fig. 5.18 - Disposizione del martinetto piatto e delle basi estensimetriche di misura

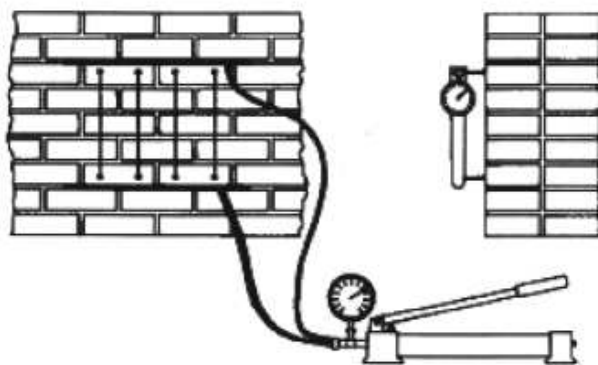


Fig. 5.19 - Preparazione della prova ed esecuzione della misura con il deformometro

#### Modalità di esecuzione della prova:

- si scelgono i punti in cui effettuare le prove e si fissano gli elementi metallici di riscontro ad una distanza pari a 40 cm;
- si taglia la muratura e si inseriscono i due martinetti piatti;
- si incrementa il carico gradualmente (senza superare il 50%  $f_k$  della muratura), rilevando per ogni intervallo di carico le deformazioni;
- si analizzano e si rilevano eventuali fessurazioni;
- dopo aver eseguito 2 o 3 cicli di carico, si aumenta la pressione fino a raggiungere la rottura.

**Elaborazione dei risultati:**

il valore della tensione media è calcolato come nella prova precedente:

$$\sigma = K_0 K_a p$$

I moduli di elasticità tangente  $E_t$  e secante  $E_s$  sono ricavati dalle seguenti relazioni:

$$E_t = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon \qquad E_s = \sigma/\varepsilon$$

dove  $\Delta\sigma$  e  $\Delta\varepsilon$  sono gli incrementi rispettivamente di tensione e deformazione, mentre  $\sigma$  e  $\varepsilon$  sono i valori puntuali di tensione e deformazione (figura 5.20).

L'azione di confinamento esercitata dalla muratura circostante porta ad una sovrastima dei valori di resistenza e del modulo di elasticità rispettivamente del 15% e del 10%.

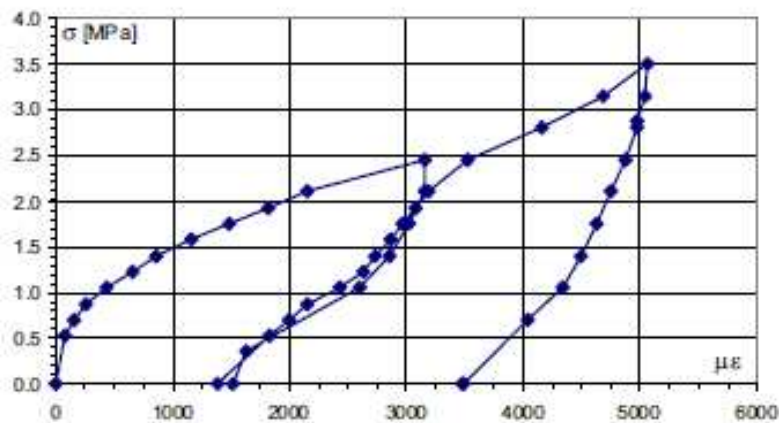


Fig. 5.20 - Relazione  $\sigma$ - $\varepsilon$  ottenuta durante i cicli di carico e scarico

### 5.2.3.2.2 Prove di durezza, penetrazione e pull-out test

Oltre ai martinetti piatti si possono utilizzare in situ altre prove leggermente distruttive; si tratta di tecniche di penetrazione superficiale, utilizzabili facilmente come indagini preliminari; tra queste, si possono ricordare:

- **uso dello sclerometro a pendolo** (Schmidt hammer rebound test) che verifica la qualità dei giunti di malta; i limiti della tecnica sono legati alla strumentazione disponibile, di solito calibrata per malte di cemento e quindi spesso inadatta per le malte di calce, che sono caratterizzate da una minore resistenza;
- **prove di penetrazione per le malte:** si possono verificare le proprietà in situ delle malte facendo uso di strumenti di penetrazione (ad esempio penetrometri) che rilevano

l'energia spesa per infiggere una punta, correlando la profondità di penetrazione con le proprietà meccaniche del materiale; in realtà la correlazione diretta con la resistenza delle malte è quasi sempre impossibile, per cui vi è anche la difficoltà di effettuare una calibrazione adeguata delle prove;

- **prove di pull-out:** utilizzate per mattoni e pietre sono raramente impiegate per studiare i giunti di malta, tranne quando i giunti hanno spessore elevato.

Esistono anche altre prove superficiali che spesso forniscono solo informazioni generali sulle condizioni in superficie della muratura; tuttavia possono dare significative informazioni preliminari di tipo qualitativo sulla struttura; esse costituiscono un apprezzabile sistema di controllo della qualità della muratura nuova.

### **5.2.3.3 Prove distruttive**

Le prove distruttive più diffuse sono quelle a compressione diretta e a taglio; le indagini di tipo distruttivo sono generalmente assai costose e vengono eseguite su interi elementi di muratura; si realizzano in situ isolando campioni di muratura con dei tagli verticali per eliminare il confinamento laterale ed applicando il carico attraverso strutture di contrasto fino alla rottura dei campioni; in questo modo si possono valutare le resistenze a compressione e a taglio degli elementi in muratura.

È necessario quindi, per effettuare questo tipo di prove, avere a disposizione alcuni edifici dai quali poter estrarre i pannelli direttamente dalle pareti murarie.

Per l'esecuzione delle prove distruttive a taglio, secondo tale procedura, si possono efficacemente utilizzare gli stipiti delle aperture come superfici sulle quali applicare l'attrezzatura di contrasto.

Un'altra configurazione per la resistenza a taglio è quella di prova a compressione diagonale, che viene riprodotta in situ isolando un pannello su tre lati e imprimendo l'azione lungo le direzioni diagonali.

#### **5.2.3.3.1 Prove a compressione diretta**

Questo tipo di prova si effettua sottoponendo a compressione dei pannelli ricavati direttamente dalle pareti murarie; è necessario quindi disporre di campioni di grandi dimensioni, che necessitano di un notevole lavoro di preparazione: i muri degli edifici vengono divisi in pannelli isolati tra loro da tagli verticali per evitare l'effetto di contenimento e nelle parti inferiori e superiori dei pannelli si realizzano dei cordoli di ripartizione del carico in calcestruzzo alti circa 40 cm con la tecnica del cuci e scuci, in

modo da non recare disturbo alla muratura; per quanto riguarda le dimensioni è necessario adeguarsi il più possibile a quanto prescritto dalle normative riguardo le prove di laboratorio sui pannelli murari, facendo attenzione ad evitare gli effetti di scala legati alle dimensioni dei conci.

Come attrezzatura per il carico si possono utilizzare dei telai auto-contrastati mentre, per l'applicazione del carico, si possono adottare dei martinetti piatti (dotati di opportune piastre di ripartizione) interposti tra il cordolo superiore in calcestruzzo ed il telaio (figura 5.21).



Fig. 5.21 - Esempio di attrezzatura per la prova a compressione diretta

Per valutare le deformazioni si possono utilizzare dei trasduttori induttivi di spostamento disposti in senso verticale ed orizzontale nonché passanti lo spessore della parete attraverso un apposito foro (figura 5.22).



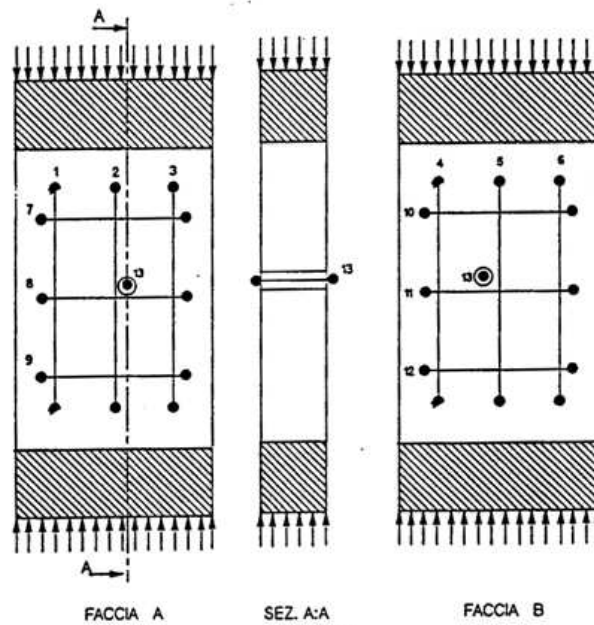


Fig. 5.22 - Schema di disposizione della strumentazione nelle prove a compressione diretta

Le prove si effettuano applicando ai campioni di muratura stati di tensione monoassiali crescenti attraverso l'esecuzione di un numero prestabilito di cicli di carico e scarico a diversi livelli di sollecitazione, al termine dei quali si portano i campioni a rottura.

### 5.2.3.3.2 Prove a taglio

La preparazione dei campioni per eseguire la prova a rottura per taglio diretto presenta difficoltà non inferiori a quella per la compressione; si tratta infatti di scegliere tra le seguenti possibilità:

- isolare con due tagli verticali una striscia di muro che viene caricata da un martinetto nella zona centrale della parete (figura 5.23.a); la parete viene strumentata secondo le due diagonali dei due semipannelli, di forma pressoché quadrata, in cui viene suddiviso il pannello dalla retta di applicazione del carico; lo schema della prova è del tipo "beam test" e corrisponde all'applicazione di un carico di compressione diagonale sui due semipannelli; la prova è effettuata in presenza della compressione esistente nella parete per effetto dei carichi ad essa sovrastanti; nei casi in cui questi si rivelino insufficienti, il carico di compressione viene fornito mediante mezzi e modalità simili a quelle per lo svolgimento della prova di compressione diretta;
- isolare pannelli di forma circa quadrata per fare prove di compressione diagonale (figura 5.23.b).

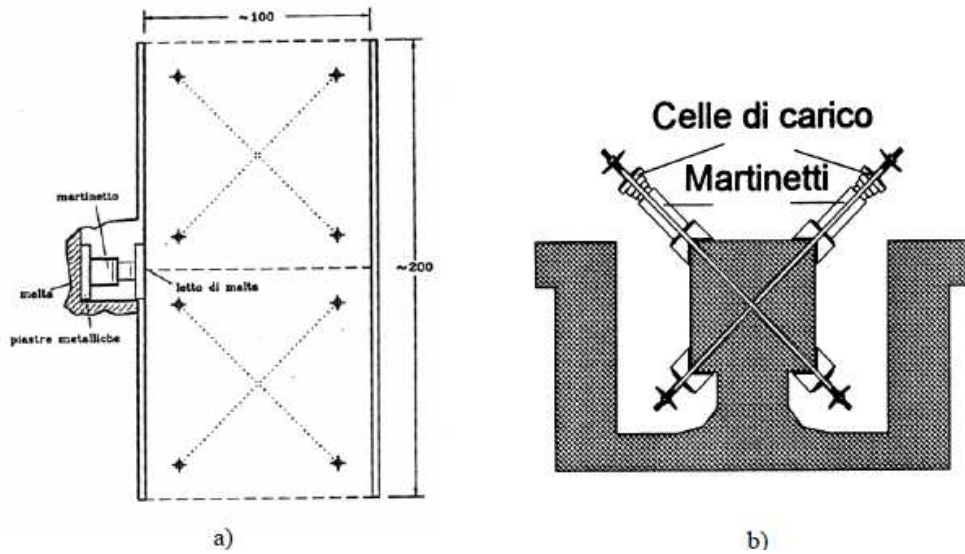


Fig. 5.23 - Schemi tipici di prove a taglio diretto in situ

La configurazione di prova riportata in figura 5.23.a è particolarmente adeguata a fabbricati per i quali sia prevista la totale ristrutturazione; l'isolamento dei pannelli dalla struttura muraria originaria avviene infatti mediante piccole fessure di circa 1 cm di larghezza, in modo da non condurre il muro a rottura; il contrasto avviene tra il martinetto alloggiato in una nicchia predisposta nel muro e allettamenti di calcestruzzo alle estremità per migliorarne le condizioni di appoggio.

Le prove a taglio possono essere eseguite in condizioni di carico monotono oppure ciclico, qualora si disponga di un'adeguata attrezzatura per applicare l'inversione di carico (figure 5.23.b e 5.24); utilizzando un telaio tipo quello il cui schema di funzionamento è riportato in figura 5.24 è possibile applicare alle pareti cicli di carico e scarico fino a rottura.

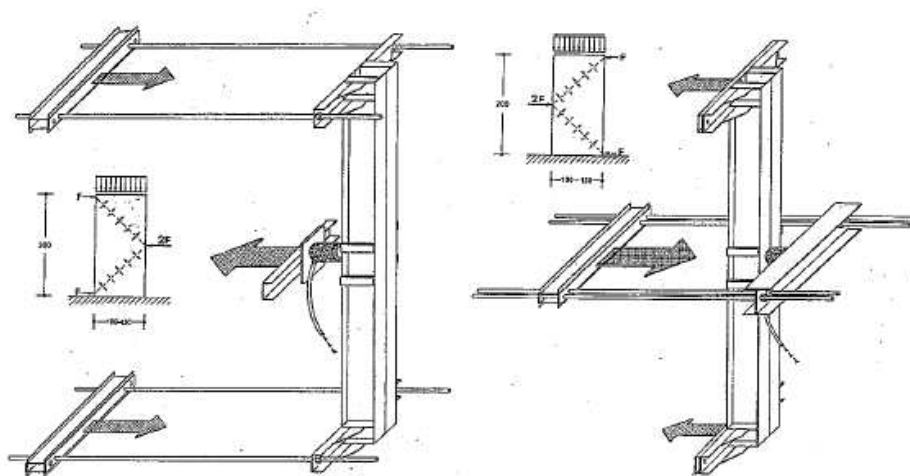


Fig. 5.24 - Esempio di attrezzatura utilizzata per applicare l'inversione di carico

## 5.2.4 Ulteriori prove per gli edifici in muratura

Per gli edifici in muratura si eseguono anche le seguenti prove:

- prove sulle fondazioni;
- prove per la determinazione sperimentale del tiro nelle catene per archi e volte in muratura.

### 5.2.4.1 Prove sulle fondazioni

L'indagine sulle fondazioni può partire dal rilievo geometrico e dall'ispezione diretta attraverso lo scavo di pozzetti esplorativi o carotaggi; ai fini diagnostici devono essere conosciute anche le proprietà del terreno.

Prove di laboratorio e in situ possono dare informazioni su eventuali cedimenti in atto, sullo stato di sforzo e deformazione del terreno per mutate condizioni di carico conseguenti, ad esempio, a consolidamenti dell'edificio, oppure per verificare le cause di collasso.

### 5.2.4.2 Prove per la determinazione sperimentale del tiro nelle catene per archi e volte in muratura

#### ▪ Principio di funzionamento

Si rilevano le frequenze proprie della catena mediante la misura della sua risposta conseguente a sollecitazioni impulsive (figura 5.25).

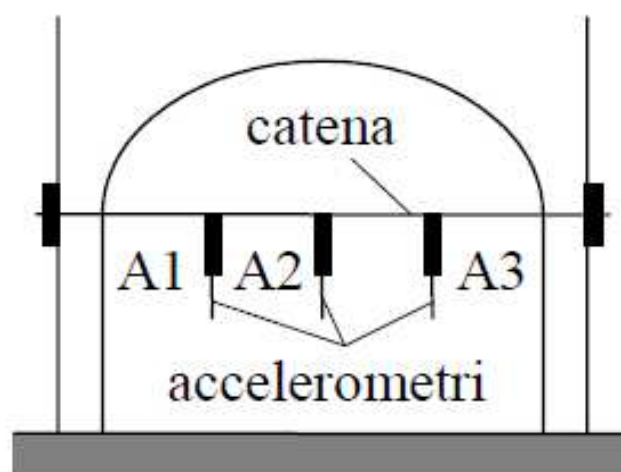


Fig. 5.25 - Schema per la determinazione sperimentale del tiro nella catena di un arco in muratura

#### ▪ **Modalità di esecuzione della prova**

La sollecitazione può essere fornita da un martello strumentato con una cella di carico oppure rilasciando repentinamente la catena a partire da una configurazione deformata; in quest'ultimo caso la catena può essere posta in oscillazione libera appendendo un peso alla catena con un cavo e tagliando poi il cavo; le vibrazioni della catene vengono misurate con sensori accelerometrici o trasduttori di spostamento.

Il primo tipo di sensore è preferibile poiché non necessita di strutture di contrasto di tipo fisso; elaborando il segnale accelerometrico tramite la trasformata veloce di Fourier (FFT) si individuano le frequenze naturali della catena in corrispondenza dei picchi del modulo della FFT.

### **5.3 Correlazione tra i risultati delle diverse procedure di prova**

La sperimentazione in situ si prefigge lo scopo di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura prima e dopo l'intervento di consolidamento, in modo da poterne valutare l'efficacia; il fine del recupero per la riabilitazione del bene sposta l'interesse verso procedure e tecnologie che alterino il meno possibile lo stato reale della muratura, sia all'origine che dopo l'intervento.

Il problema è allora quello di tarare le metodologie di prova mediante il confronto tra prove distruttive e debolmente distruttive, e tra queste e quelle non distruttive, in modo da poter stimare l'affidabilità di queste ultime ai fini della loro applicazione.

Lo scopo è quello di mettere a punto una o più procedure che possano consentire indagini di semplice esecuzione e che abbiano, nel contempo, pregi di rapidità ed economicità.

Limitando il danneggiamento locale del manufatto tali tecniche di indagine consentirebbero infatti il monitoraggio della struttura, ossia il controllo delle sue caratteristiche meccaniche nel tempo e quindi delle eventuali riduzioni di efficacia dell'intervento di consolidamento.

A tale proposito sono disponibili alcuni studi sul confronto tra i risultati ottenuti da prove di compressione diretta (distruttive) e prove con i martinetti piatti, che hanno mostrato un buon accordo sperimentale; altri studi sono tuttora in corso sulla possibilità di correlazione tra i valori di resistenza ricavati dalle prove con i martinetti piatti e le velocità di trasmissione delle onde soniche.

Quindi, nell'ambito delle prove sperimentali in situ, la tecnica basata sull'impiego dei martinetti piatti ha mostrato di poter rappresentare il punto di raccordo per la correlazione dei risultati ottenuti con prove distruttive e prove non distruttive (prove soniche in particolare).

Se per la valutazione della resistenza a compressione la correlazione tra procedure a diverso grado distruttivo sembra aver intrapreso la giusta direzione, non è stata invece ancora stabilita un'analogia corrispondenza per la resistenza a taglio, la cui determinazione resta ancora legata a procedure di prova a carattere distruttivo.

## 5.4 Progetto delle indagini e valutazione dei risultati delle prove

Il precedente panorama sulle tecniche di indagine diagnostica illustra indirettamente anche le numerose difficoltà che si possono incontrare nella scelta della metodologia tecnicamente ed economicamente più appropriata.

Lo schema di figura 5.26 riassume il legame esistente tra alcune prove e la finalità delle indagini; in particolare illustra le informazioni ricavabili dalle varie prove effettuate in situ ed in laboratorio e come queste possano costituire dei dati di ingresso per eventuali indagini strutturali.

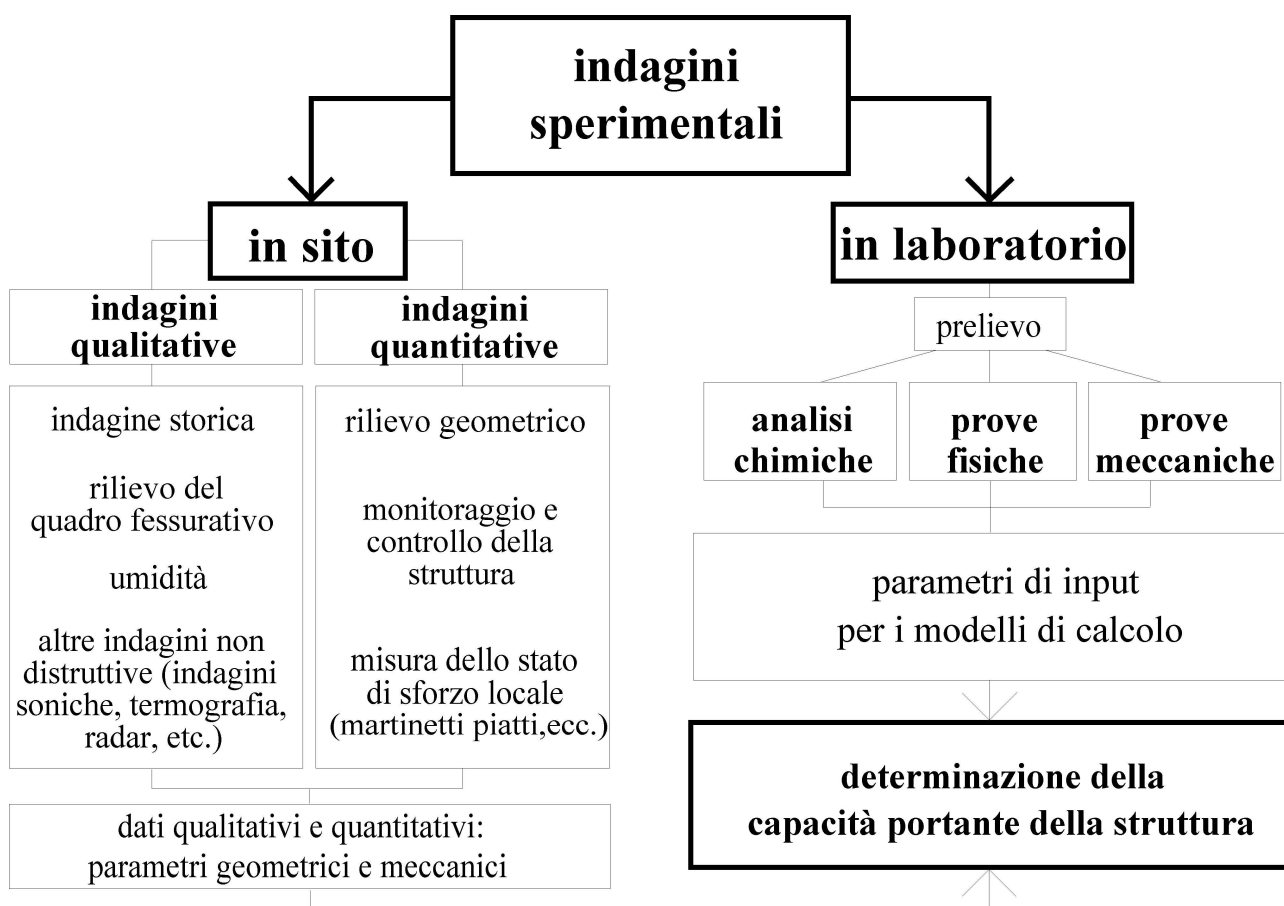


Fig. 5.26 - Legame tra indagini sperimentali e loro finalità per l'analisi strutturale

Nei casi in cui il progetto dell'indagine sia disponibile, le conclusioni delle prove sperimentali e numeriche forniscono una valutazione affidabile dello stato di conservazione della struttura.

Dato che ogni indagine ha un costo, da un punto di vista temporale ma soprattutto economico, è importante che ogni singola operazione sia progettata adeguatamente per le finalità richieste; l'indagine diagnostica non deve essere considerata come una confusa e generica richiesta di prove ma, al contrario, deve essere programmata e gestita accuratamente in conformità alle esigenze di conoscenza dell'edificio.

## **5.5 Conclusioni**

Dopo la presentazione delle procedure di prova, dei loro pregi e dei loro difetti e delle difficoltà di interpretazione dei risultati ottenuti, è possibile dedurre alcune conclusioni:

- la parola "muratura" è un termine generale per definire diversi materiali che differiscono molto uno dall'altro dal punto di vista dei componenti, dell'assemblaggio e della tecnica costruttiva;
- caratteristica tipica della muratura è la disomogeneità che influenza i risultati delle indagini e l'efficacia dell'intervento di riparazione;
- il rilievo geometrico e del quadro fessurativo, insieme al controllo e al monitoraggio della struttura, possono dare informazioni fondamentali sul comportamento della struttura stessa nel tempo;
- le prove meccaniche in situ possono fornire informazioni quantitative sui parametri meccanici della muratura, mentre le prove di laboratorio sono importanti per la caratterizzazione dei singoli componenti (malta, mattoni, pietre) o di piccoli campioni di muratura;
- le prove non distruttive possono fornire informazioni utili, soprattutto estese ad ampie parti di muratura; tuttavia l'elaborazione e l'interpretazione dei risultati richiedono ancora molto lavoro di ricerca, soprattutto per lo sviluppo di software adatto a tale scopo, altrimenti si rischia di utilizzare i risultati ricavati in modo non sempre appropriato;
- la scelta di modelli analitici adeguati alla verifica strutturale ed alla comprensione del grado di sicurezza della struttura richiede ancora molti studi, soprattutto riguardo la comprensione del comportamento delle diverse tipologie murarie; le ricerche devono essere sempre accompagnate da adeguate indagini sperimentali.



Pertanto, se da un lato la responsabilità della diagnosi e della scelta delle indagini necessarie e ad essa correlate deve essere propria del progettista (in collaborazione anche con esperti in settori specifici), dall'altro è indispensabile che il progettista possa essere assistito da linee guida, se non da vere e proprie normative, messe a punto nell'ambito della ricerca applicata inerente a procedure e metodi di prova ed all'implementazione di adeguati modelli di calcolo.

Poiché ogni operazione condotta nell'ambito delle indagini ha un suo costo, gli sforzi comuni devono essere rivolti al continuo miglioramento delle procedure e delle metodologie di indagine e delle loro applicazioni, in modo tale da impedire sprechi inutili in termini di tempo e denaro, per ottenere risultati non comprensibili e di scarsa applicabilità.

Occorre impiegare una certa tecnica quando si è certi della sua utilità e quindi il progettista deve conoscere, in qualità di utente, i pregi e i difetti di ciascuna tecnica; in caso contrario dovrebbe svolgere le proprie indagini utilizzando solo le tecniche che già gli siano note.

La consapevolezza di alcune difficoltà deve indurre e stimolare il progettista ad usare la propria esperienza e conoscenza per richiedere le indagini dove sono effettivamente necessarie e quindi a predisporre un progetto delle stesse che tenga conto dei costi, della applicabilità, dei tempi, delle elaborazioni possibili e, soprattutto, dell'utilità delle indagini.

## Capitolo 6

# Tecniche di consolidamento

### 6.1 Introduzione

Le costruzioni in muratura, di pietra o di laterizio, pur considerando la varietà dei materiali e delle tecniche impiegate, presentano problematiche comuni e ricorrenti sia per quanto riguarda la vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche, sia per l'applicabilità delle tecniche di rinforzo più frequentemente utilizzate.

Di seguito verranno presentate ed analizzate, in particolare, quelle murature costituite essenzialmente da elementi lapidei (blocchi non lavorati, solitamente di forma irregolare, di diverse dimensioni ed anche di diverso materiale), generalmente a più paramenti accostati o mal collegati tra loro e con malte di scarsa qualità, sia per composizione che per resistenza; per questo tipo di murature, sovente mal collegate con gli orizzontamenti, gli effetti dovuti ad incuria, al tempo, o ad eventi eccezionali quali un sisma, possono creare condizioni di dissesto legate sia al comportamento fuori piano delle pareti, come effetto globale (ribaltamento) o locale (espulsione del paramento esterno), che al comportamento nel piano.

È noto infatti che, nei casi di non adeguato collegamento tra le pareti contigue e tra gli elementi verticali ed orizzontali, le pareti verrebbero impegnate, nell'assorbimento delle forze orizzontali, con sollecitazioni flessionali fuori del piano che conducono al pressoché immediato collasso; l'efficace connessione tra le pareti (ammorsamento efficace) e tra pareti e solai (cordoli, catene con funzione di cordoli), unita alla presenza di orizzontamenti di adeguata rigidità, consente invece il comportamento scatolare dell'edificio e la trasmissione delle forze orizzontali ai pannelli murari, in modo che ciascuno di essi possa reagire nella direzione parallela al proprio piano.

Nel contesto del recupero strutturale il progetto di un intervento che si reputi necessario deve poter considerare sia il comportamento della costruzione nella sua globalità (miglioramento delle connessioni tra i muri e con gli orizzontamenti, verifica del supporto fondale), che la verifica delle prestazioni dei singoli elementi strutturali (muri, solai, coperture).

I dissesti più comunemente osservati nelle costruzioni in muratura riguardano infatti sia i meccanismi globali (rotazione di porzioni di edifici con conseguente fessurazione estesa delle pareti), sia i meccanismi più localizzati che possono interessare l'elemento strutturale nel suo insieme (ribaltamento di intere pareti fuori del piano, scorrimenti rigidi degli orizzontamenti), oppure coinvolgere la resistenza del muro nei termini in cui la sezione è organizzata ed in funzione della direzione della sollecitazione rispetto al piano della parete (rotture per taglio e pressoflessione, ribaltamento di porzioni della facciata o espulsione dei paramenti).

Il progetto di una tecnica di consolidamento passa attraverso varie fasi di studio, sintetizzabili nei seguenti punti:

- **conoscenza del supporto originario**, sia in relazione ai singoli costituenti (malta, pietre), che come materiale composito (tessitura, morfologia); tale fase si avvale dei metodi di indagine in situ (carotaggi, endoscopie) e delle prove di laboratorio sui materiali estratti;
- **conoscenza del comportamento della struttura muraria prima e dopo l'intervento**: la conoscenza della costruzione e del comportamento sotto i carichi applicati consente di mettere in luce le possibili deficienze strutturali per la scelta dell'intervento più adeguato, in relazione alle prestazioni volute; in ogni caso è importante non sottovalutare gli effetti dell'intervento sul comportamento originario della costruzione al fine di prevedere (ove possibile), con modelli di comportamento meccanico, il funzionamento della muratura consolidata;
- **scelta dell'intervento**: la scelta riguarda l'impiego di materiali compatibili con il supporto murario, legati a tecniche tali da migliorare la prestazione strutturale senza alterare in maniera eccessiva il comportamento originario; si pensi, ad esempio, agli effetti dell'incremento di rigidità delle pareti in edifici soggetti a sisma;
- **esecuzione della tecnica**: è evidente che la bontà di un intervento dipende, oltre che da un'adeguata progettazione, in maniera fondamentale dalla sua corretta esecuzione; la scarsa accuratezza nella pratica costruttiva, dovuta anche alla mancanza di direttive specifiche adeguate, può inficiare del tutto la tecnica o condurre a situazioni consolidate peggiorative dell'esistente; le modalità esecutive correntemente impiegate sono estremamente variabili in funzione delle tradizioni e dell'esperienza degli operatori locali e sono operative in assenza di possibilità di controllo sulla effettiva necessità ed efficacia, pur facendo riferimento a specifiche ricavate da "regole codificate" nelle ben note "schede tecniche" predisposte in occasione della ricostruzione del Friuli;

- **verifica dell'efficacia dell'intervento:** la fase di controllo dell'effettivo miglioramento prestazionale della muratura per effetto dell'intervento si avvale del supporto offerto dalla sperimentazione in situ, volta a valutare la resistenza a compressione e a taglio della muratura prima e dopo il consolidamento; agendo sull'esistente e nella prospettiva del recupero, le prove sperimentali si basano su metodologie d'indagine a carattere non distruttivo o debolmente distruttivo; tuttavia la validità di tali tecniche per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità della muratura va confermata con i risultati disponibili relativi a prove distruttive.

## **6.2 Tecniche di consolidamento**

Obiettivo del presente capitolo è la catalogazione delle tecniche di consolidamento maggiormente impiegate nell'edilizia esistente ed applicate negli interventi di ricostruzione post-sisma già a partire dagli eventi del Friuli del 1976; esse sono:

1. **iniezioni con miscele consolidanti (o leganti)**
2. **intonaci armati**
3. **iniezioni armate**
4. **tirantature metalliche**

Mentre le prime due tecniche sono rivolte al rinforzo della parete muraria al fine di migliorarne il suo comportamento nel piano, le iniezioni armate (con funzione di cucitura) e le tirantature (con funzione di cordolo perimetrale) consentono di rendere efficace il collegamento delle pareti resistenti, ossia di realizzare i vincoli bilaterali tra elementi contigui, in modo da garantire il comportamento scatolare dell'edificio e quindi lo sfruttamento ottimale delle risorse strutturali disponibili.

È pertanto evidente che il progetto di interventi di consolidamento volti al miglioramento del comportamento a lastra delle pareti non può prescindere dalla valutazione del comportamento globale e dalla misura dell'effettiva collaborazione degli elementi strutturali.

### **▪ Metodi di intervento**

Per il consolidamento di edifici in muratura la normativa prevede e distingue due tipi di intervento: miglioramento e adeguamento.

- Il miglioramento consiste nell'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio, allo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale;
- l'adeguamento invece consiste nell'esecuzione di un complesso di opere che risultino necessarie per rendere l'edificio atto a resistere alle azioni sismiche ed è regolato da specifiche normative.

L'introduzione del concetto di miglioramento rappresenta un'importante evoluzione dei criteri di intervento, in quanto avalla una logica più coerente riguardo la conservazione dell'esistente; in termini più concreti, il miglioramento consente di operare sui manufatti da riparare con interventi meno invasivi, ma non per questo meno efficaci, di quelli previsti dall'adeguamento antisismico.

D'altra parte il concetto di miglioramento sottintende che l'edificio abbia già, nella sua concezione progettuale, nella scelta dei materiali e nella validità degli aspetti costruttivi e di esecuzione, una struttura in grado di sopportare le azioni sismiche in modo soddisfacente.

Tale approccio, soprattutto se riferito ad edifici storici e, di conseguenza, a materiali e a tecniche oramai in disuso, ha un carattere fortemente qualitativo e non può che aumentare le incertezze e le perplessità intorno al tema delle riparazioni.

È invece necessario poter impostare il problema in termini quantitativi ossia, dal punto di vista ingegneristico, poter effettuare una valutazione della sicurezza della costruzione prima e dopo gli interventi, utilizzando metodi di calcolo semplificati capaci di cogliere gli aspetti fondamentali del comportamento della struttura.

## **6.2.1 Iniezioni con miscele consolidanti**

### **6.2.1.1 Aspetti generali**

La tecnica di consolidamento mediante iniezioni è appropriata, in generale, in presenza di lesioni diffuse e per murature generalmente dotate di percentuali relativamente elevate di vuoti interni; è essenziale, infatti, che esista la "possibilità fisica" di far penetrare all'interno del corpo murario le miscele leganti che esercitano il loro ruolo di miglioramento delle prestazioni meccaniche del muro, sia eliminando in parte le cavità (fessure o vuoti), sia rafforzando i legami fra i vari componenti della muratura stessa.

È un metodo di consolidamento definito "passivo", poiché non richiede l'esecuzione di operazioni tali da alterare l'equilibrio o l'aspetto esteriore della struttura.

Per queste sue caratteristiche costituisce una tecnica di consolidamento estremamente diffusa negli edifici storici di particolare pregio artistico o architettonico, ove sia necessario mantenere la struttura e l'aspetto originario.

L'intervento consiste nel far penetrare la miscela legante, in pressione o per colata a seconda dello stato di degrado della muratura, nei vuoti presenti, in modo tale da ripristinarne o migliorarne le caratteristiche meccaniche.

Le miscele sono costituite da acqua e leganti inorganici (calci, cementi) o da miscele organiche (resine); i leganti citati presentano un diverso grado di compatibilità con il supporto originario, soprattutto in relazione alla qualità delle malte esistenti e conferiscono un diverso comportamento, in termini di rigidità e resistenza, alla muratura consolidata.

È evidente che l'efficacia di un tale tipo di intervento dipende dalla possibilità della miscela iniettante di permeare e diffondersi sufficientemente all'interno della massa muraria in modo da raggiungere tutti gli interstizi presenti nel supporto.

Il muro deve essere quindi sufficientemente iniettabile, ossia deve presentare una tessitura con sufficiente continuità tra i vuoti e, allo stesso modo, la miscela deve essere preparata in modo da garantire una sufficiente penetrabilità, ossia un'adeguata fluidità (né scarsa, né eccessiva) in relazione ai tempi di esecuzione richiesti; in tal senso le caratteristiche reologiche della miscela iniettante possono essere migliorate con l'aggiunta di particolari additivi dosati anche in funzione del grado di assorbimento di acqua da parte del supporto (malta esistente e conci).

#### **6.2.1.2 Miscele per iniezioni: materiali impiegati**

Le caratteristiche generali richieste ai materiali utilizzati per le iniezioni sono le seguenti:

- **caratteristiche meccaniche:** si richiede generalmente una resistenza meccanica e caratteristiche di deformabilità (modulo elastico e coefficiente di Poisson) simili a quelle della muratura originaria;
- **penetrabilità:** per ottenere un'elevata penetrabilità della miscela i materiali impiegati devono presentare omogeneità ed assenza di grumi, granulometria fine e scarsa viscosità allo stato fluido;
- **presa e indurimento:** il tempo di presa deve essere adeguato alle procedure d'impiego e quindi non deve essere eccessivamente breve o prolungato; l'indurimento può essere richiesto anche alle basse temperature; il ritiro deve essere assente o limitato;



- **proprietà chimiche:** le caratteristiche chimiche devono rimanere stabili nel tempo e le reazioni devono essere irreversibili; è opportuno che si instaurino forti legami chimici con i materiali esistenti;
- **caratteristiche igroscopiche:** si richiede che la miscela non risulti solubile in acqua, che non vari il proprio volume con l'umidità e che non crei una barriera alla libera circolazione del vapore;
- **caratteristiche di economia:** il materiale da impiegare deve risultare possibilmente poco costoso e di facile reperibilità ed impiego.

L'indisponibilità di materiale che possa riunire insieme tutte queste qualità rende necessaria una scelta in base a quanto richiesto dall'intervento specifico e dalle procedure adottabili; i prodotti attualmente utilizzati per il consolidamento tramite iniezioni si possono dividere in due categorie principali:

- a. miscele inorganiche;
- b. miscele a base di resine sintetiche.

Alcune ricerche sono risalite al tipo di miscela più idoneo da utilizzare in funzione delle dimensioni delle lesioni da riparare, prevedendo materiali più fluidi come le resine epossidiche per lesioni variabili fra 0,2÷0,3 cm, prodotti speciali a base di cemento o miscele binarie acqua-cemento-sabbia per lesioni fra 0,4÷0,5 cm e latte di cemento per lesioni maggiori di 0,6÷0,7 cm.

La base di queste miscele sono i comuni leganti utilizzati normalmente in edilizia, cioè calce (aerea o idraulica) e cemento.

Generalmente i leganti aerei non vengono mai impiegati da soli, ma sono accompagnati da materiali che possano permettere loro di maturare anche in presenza di acqua; altri leganti, come ad esempio l'argilla, vengono impiegati come carica per conferire alle miscele proprietà come la tixotropia, ossia la possibilità di aumento temporaneo della viscosità e dell'adesione alle superfici.

Altri tipi di cariche o additivi si possono usare per conferire alle miscele diverse qualità o ridurre certi difetti; può essere necessario infatti aumentare le caratteristiche meccaniche della miscela, migliorare la coesione, ridurre il ritiro o la viscosità, regolare i tempi di presa e l'assorbimento di acqua, ecc..

I principali additivi utilizzati possono essere di tipo espansivo, accelerante o ritardante, fluidificante e aerante; come cariche, oltre alla citata argilla, possono venire impiegate

sabbie, polveri di roccia, coccio pesto, ceneri volanti e pozzolana; queste ultime possiedono anche proprietà idrauliche.

Importanza fondamentale sull'iniettabilità di queste miscele rivestono la dimensione degli aggregati solidi in rapporto alle dimensioni delle fessure e la quantità di acqua d'impasto.

Esistono dati discordanti, forniti dai vari ricercatori, sul rapporto minimo tra dimensione delle fessure e diametro massimo delle componenti la miscela; si va da un valore del rapporto pari a 5 ad un più ottimistico 1,5; questo perché i fattori che influenzano i risultati sono talmente numerosi (tipo di muratura, grado di fessurazione sul quale si va ad intervenire, composizione della miscela e particolare tecnica di iniezione adottata) da rendere impossibile la formulazione di una regola generale.

Per quanto riguarda l'acqua di impasto il suo dosaggio deve essere tale da permettere l'idratazione del legante e, soprattutto, da conferire alla miscela la necessaria fluidità richiesta per il pompaggio e la penetrazione completa della massa muraria, evitando ovviamente gli eccessi; questi possono essere dannosi, in quanto si può provocare un ritiro eccessivo che può limitare il contatto della miscela con le pareti delle cavità oppure, a causa dell'evaporazione, un'elevata porosità; in questi casi può essere necessario l'uso di appositi additivi.

Le miscele a base di materiali inorganici più usate si possono dividere in due categorie:

- a. **miscele a base di cemento:** sono generalmente le più utilizzate nelle iniezioni nei casi in cui sia richiesta un'elevata resistenza meccanica e non ci siano incompatibilità con altri materiali; viene usato generalmente il cemento Portland oppure si può impiegare cemento pozzolanico o d'alto forno; il rapporto acqua/cemento varia tra 0,8÷1,2; la granulometria, a volte eccessiva, può limitare l'adesione al substrato esistente per cui, come aggregato, può essere adoperata della polvere di marmo per una quantità pari al 10% del peso del cemento; un dosaggio eccessivo di acqua può provocare fenomeni accentuati di ritiro e bleeding, a cui si fa fronte caricando la miscela con polveri silicee o pozzolaniche; la resistenza a compressione raggiungibile da queste miscele può arrivare fino a circa 40 N/mm<sup>2</sup>;
- b. **miscele a base di calce:** si utilizzano quando non vengono richieste elevate resistenze meccaniche, oppure in alternativa alle miscele a base di cemento quando quest'ultimo risulta incompatibile con i materiali della muratura; la calce viene generalmente utilizzata sotto forma di grassello e realizza una buona diffusione in seno alla muratura; per contro presenta un elevato ritiro e la possibilità che i finissimi grani occludano i fori,

provocando ristagni di acqua pericolosi in caso di gelo e disgelo; queste miscele, tuttavia, presentano una maggiore affinità con le caratteristiche meccaniche e fisiche dei materiali componenti le murature esistenti, tra cui la resistenza, il modulo elastico e il coefficiente di dilatazione termica; un'opportuna additivazione, per far fronte agli aspetti negativi sopra citati, ne consente l'impiego con la soddisfacente efficacia.

Le miscele a base di resine possono essere:

- a. **miscele a base di resine organiche**, per ottenere resistenze finali superiori o tempi di presa più rapidi;
- b. **miscele reoplastiche**: malte aventi elevata fluidità e nel contempo alto potere coesivo; contengono generalmente additivi fluidificanti e agenti anti-bleeding;
- c. **miscele espansive**, per ottenere elevate proprietà antiritiro.

### **6.2.1.3 Modalità esecutive**

Per la conoscenza dei criteri di applicazione utilizzati in passato può essere utile fare riferimento alle regole ed alle indicazioni fornite dalle normative tecniche, le quali rappresentano di fatto l'unico mezzo guida a disposizione dei progettisti per far fronte al problema delle riparazioni degli edifici in muratura.

Si riportano interamente i punti coinvolti per la particolare tecnica considerata, allo scopo di evidenziare i limiti e le innovazioni che hanno coinvolto nel tempo la normativa nazionale sulle riparazioni; il testo è tratto dalle sole pubblicazioni che dedicano un più ampio spazio alla descrizione della tecnica in oggetto.

Tale excursus storico della normativa è utile per comprendere i metodi e le tecnologie con cui gli addetti del settore si sono trovati ad operare nel passato e quindi, riportando tale condizione ai giorni nostri, la situazione corrente degli edifici consolidati che, nell'eventualità di nuovi dissesti, i tecnici di oggi o di domani potranno trovarsi a riaffrontare.

Come accennato in precedenza le norme forniscono indicazioni generali, comunque utili per l'esecuzione, sull'applicazione delle tecniche, ma rimangono molto carenti per ciò che riguarda i criteri di valutazione di efficacia delle stesse.

#### 6.2.1.4 Tecnica di esecuzione

L'esecuzione delle iniezioni risulta un'operazione articolata che richiede attenzione nelle diverse fasi in cui si esplica; esse sono: preparazione delle parete, perforazione e inserimento delle cannule, lavaggio e imbibizione della muratura e, infine, iniezione.

Le diverse fasi possono assumere caratteristiche differenti a seconda della miscela e della tecnica adottate; di seguito vengono sintetizzate le fasi successive per una corretta esecuzione dell'intervento:

##### 1. Preparazione della parete:

- asportazione dell'intonaco: generalmente la parete si presenta in cattivo stato e con essa l'eventuale strato di intonaco che l'avvolge; si rende quindi necessaria la sua rimozione, che viene effettuata manualmente o con l'ausilio di utensili;
- pulitura della parete: se la miscela da iniettare non è di origine organica, dopo l'asporto dell'intonaco si pratica un lavaggio della superficie con acqua in modo da eliminare eventuali sostanze solubili come il gesso, o altre sostanze insolubili combinando il lavaggio con azioni meccaniche; il lavaggio può essere fatto con getti d'acqua a bassa od ad alta pressione ponendo attenzione, in quest'ultimo caso, a non danneggiare ulteriormente la muratura; in alternativa si possono eseguire getti di vapore saturo a temperatura di  $150^{\circ}\div 200^{\circ}$  e pressione di  $5\div 10$  atmosfere; anche in questo caso occorre una particolare attenzione, per evitare che la muratura subisca un eccessivo shock termico che disgreghi le zone superficiali; nel caso di murature particolarmente delicate è possibile eseguire il lavaggio con acqua nebulizzata in grado di sciogliere depositi a base di solfato di calcio e, se miscelata con appositi tensioattivi, croste nere più compatte; tale operazione richiede però molto tempo e risulta quindi piuttosto costosa; particolare cura va portata alla pulizia dei giunti e delle lesioni; in alternativa al lavaggio possono essere effettuate delle pulizie meccaniche con spazzole, aria compressa, o sabbiature oppure, in presenza di particolari sostanze, lavaggi chimici; si ricorda infine che, per edifici di particolare pregio artistico, si possono effettuare impacchi con sostanze assorbenti come la sepiolite;
- stilatura dei giunti e sigillatura delle fessure: per evitare la fuoriuscita della miscela durante l'operazione di iniezione è necessario sigillare tutte le fessure ed i giunti deteriorati presenti in superficie; è bene utilizzare malte di calce e sabbia o calce e cemento con caratteristiche di deformabilità il più possibile simili alla malta della muratura; sono anche in uso stucchi speciali e adesivi strutturali scelti tra la vasta produzione industriale.

## 2. Perforazione e sistemazione dei tubetti:

- ubicazione e geometria dei fori: prima di eseguire le perforazioni va studiata attentamente la loro ubicazione e geometria (diametro, profondità e inclinazione); risulta perciò importante determinare il raggio d'azione del foro, cioè la massima distanza dal foro raggiungibile dalla miscela; per fare ciò si pratica nella muratura un foro principale, da cui sarà introdotta la miscela ed una serie di altri fori a distanze diverse; durante l'iniezione si chiudono i fori da cui man mano esce la miscela finché il processo si interrompe; la distanza dell'ultimo foro otturato dal foro principale fornisce il raggio d'azione cercato; determinato tale valore è bene distribuire i fori su vertici di triangoli equilateri di lato uguale al doppio, riuscendo così ad interessare un'area maggiore, come schematizzato in figura 6.1; si ottengono migliori risultati con un numero elevato di fori di piccolo diametro piuttosto che pochi di grosso diametro; quest'ultimo può variare tra i 10 e 30 cm in base al tipo di miscela iniettata; infine, visto che generalmente l'operazione si esegue solo su una faccia del paramento, la profondità del foro deve essere spinta fra i 2/3 e i 3/4 dello spessore e mai di valore inferiore a 10 cm, dando al foro una pendenza dall'alto verso il basso;

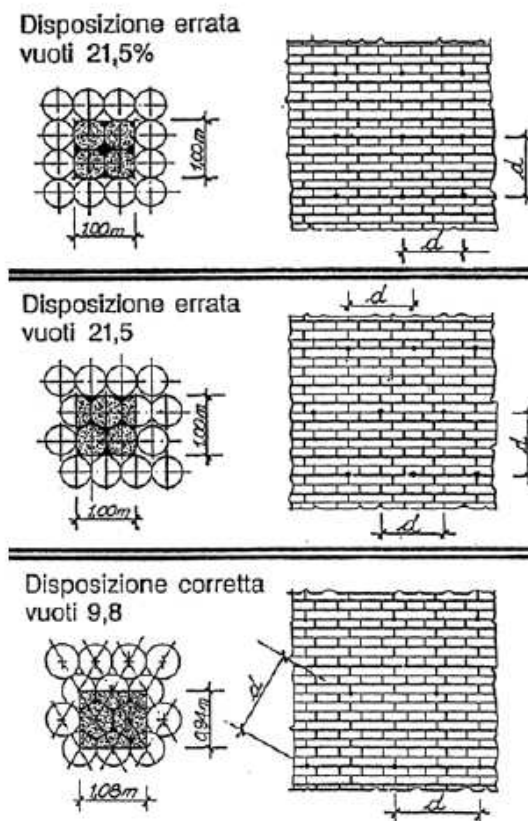


Fig. 6.1- Valutazione della migliore distribuzione dei fori



- realizzazione dei fori: decisa la geometria e la localizzazione dei fori si procede alla loro realizzazione; è opportuno utilizzare perforatrici a rotazione, in particolare carotiere, in modo da non trasmettere alla struttura vibrazioni e scuotimenti dannosi; sono da evitare trapani a roto-percussione o a percussione;
- posizionamento dei tubetti di rabbocco: nei fori praticati vanno inseriti i tubetti che possono essere costituiti da rame, alluminio o resine sintetiche; generalmente sono previsti attacchi per l'innesto rapido del tubo di mandata ed è bene lasciare fuoriuscire il tubetto di una certa quantità, in modo da garantire una certa sovrappressione al termine dell'operazione; infine vanno sigillati alla parete con malta a presa rapida sia per evitare l'espulsione durante l'iniezione, sia per evitare l'uscita della miscela nella giunzione.

### 3. Lavaggio e imbibizione della parete:

nel caso venga utilizzata una miscela a base di calce o cemento risulta necessario lavare la parete e saturarla d'acqua attraverso i tubicini appena disposti; si riesce così ad asportare detriti e polvere creati nella fase di perforazione che possono limitare l'aderenza della miscela; inoltre, saturando la muratura, si evita l'assorbimento di parte dell'acqua del materiale iniettante, che può alterare il processo d'idratazione; questa operazione inoltre mette in evidenza eventuali vie di fuga per la miscela non individuate e sigillate precedentemente.

### 4. Esecuzione delle iniezioni:

- Tecniche di iniezione: a seconda delle modalità di introduzione della miscela nella massa muraria si possono avere tre metodi diversi di intervento:
  - a. *metodo di iniezione per pressione*: la miscela penetra attraverso i fori muniti di iniettori collegati ad una pompa idraulica o ad aria compressa che la spingono fino a diffondersi nella massa muraria ad una pressione adeguata alle dimensioni delle fessure ed al tipo di miscela, come schematizzato in figura 6.2.b; l'immissione avviene generalmente iniziando dalle zone laterali inferiori per poi proseguire verso il centro; l'operazione va poi ripetuta per gli strati superiori fino alla sommità;
  - b. *metodo di iniezione per gravità*: se la muratura risulta in uno stato talmente danneggiato da non potere sopportare sovrappressioni o perforazioni, si fa penetrare la miscela dall'alto attraverso le lesioni o le cavità create asportando



materiale deteriorato, come illustrato in figura 6.2.a; questo metodo non permette l'occlusione di tutti i vuoti ma solo delle lacune di più grande dimensione;

c. *metodo di iniezione per depressione*: si sigillano preventivamente le fessure superficiali con malta a presa rapida; vengono poi posizionati gli iniettori: quelli inferiori vengono collegati al contenitore della miscela, mentre in quelli superiori viene creato il vuoto fino a quando non inizia a fuoriuscire la miscela per risalita, dopodiché vengono chiusi; sono applicabili solo con materiali molto fluidi e quindi, in modo particolare, con resine sintetiche.

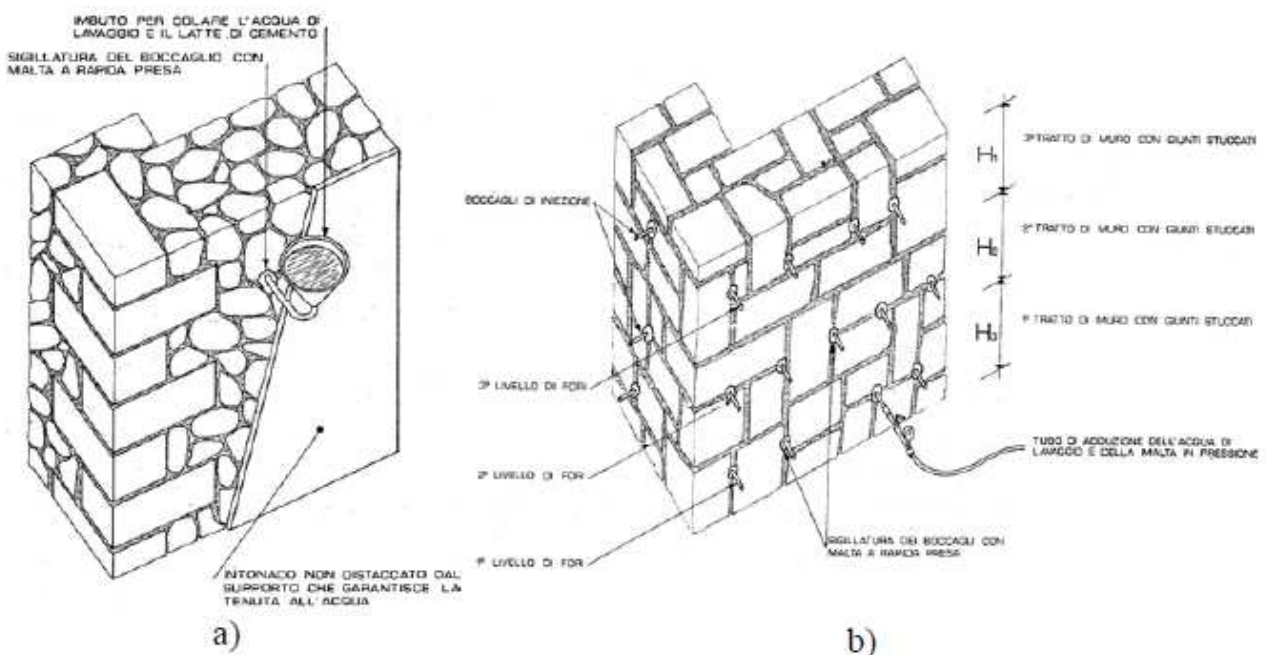


Fig. 6.2 - Schema di iniezione per gravità (a) e per pressione (b)

- Pressione di iniezione: nel primo metodo descritto risulta molto importante la pressione esercitata per iniettare la miscela; una pressione insufficiente non permette infatti di occludere completamente i vuoti, mentre una pressione elevata può recare danno alla muratura ed intrappolare bolle d'aria che impediscono alla miscela di saturare i vuoti, come mostrato in figura 6.3; il valore ottimale si determina per tentativi, partendo da valori di 1 atmosfera, per poi salire gradualmente fino ad un limite massimo di 6 atmosfere, da applicare solo in casi particolari.

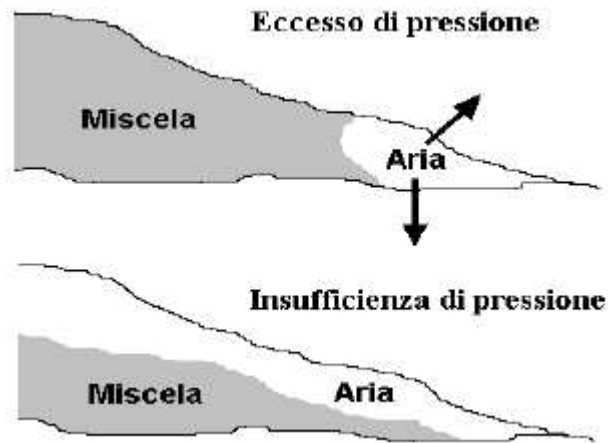


Fig. 6.3 - Effetto di pressioni inadeguate nelle iniezioni

### 6.2.1.5 Valutazione dell'efficacia dell'intervento

L'efficacia delle iniezioni dipende da molteplici parametri, tra cui: le proprietà fisiche e chimiche della muratura e delle miscele iniettate, la dimensione e la distribuzione delle lesioni, le condizioni termo-igrometriche dell'ambiente in cui si va ad operare e, ovviamente, le modalità di esecuzione della tecnica stessa.

La fattibilità dell'intervento passa attraverso le prove preliminari sui materiali (supporto e miscela legante) e le prove di iniettabilità del supporto; una serie di indagini in situ, pre e post-consolidamento, consente di valutare poi, in termini quantitativi, l'affidabilità della tecnica.

In figura 6.4 sono mostrati i risultati ottenuti su un manufatto al quale è stata applicata la tecnica dell'echo radar (GPR test) prima (a) e dopo (b) l'intervento; la prova ha fornito informazioni sulla morfologia della parete come, ad esempio, la localizzazione di ampie porzioni a bassa densità nella fase precedente l'iniezione e l'assenza di tali porzioni ad iniezione avvenuta.

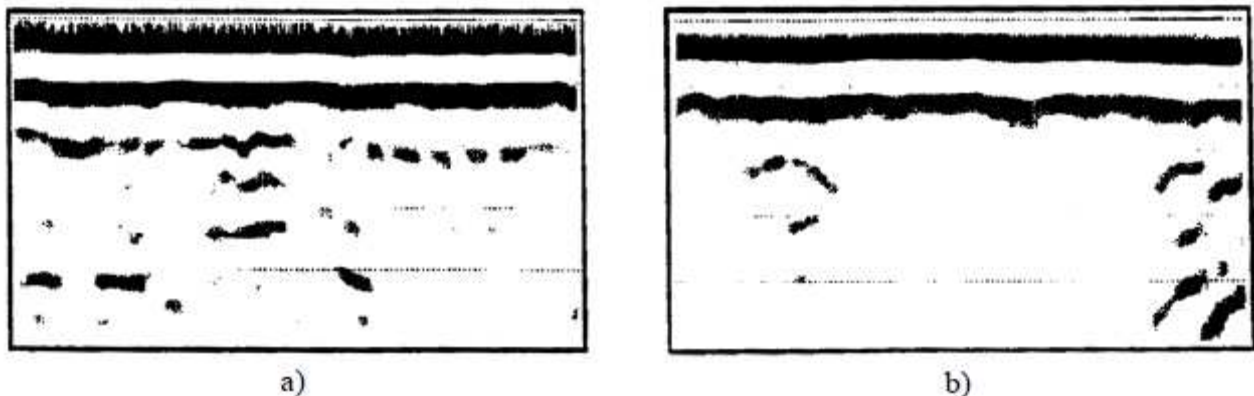


Fig. 6.4 - Rilevamento georadar della parete prima (a) e dopo (b) l'iniezione

Sullo stesso manufatto è stata eseguita anche una prova sonica sia prima (a) che dopo l'intervento (b); i risultati ottenuti sono mostrati in figura 6.5; si nota come la velocità rilevata si incrementi dopo le iniezioni eseguite nelle parti più degradate della muratura, dove è stata possibile una migliore distribuzione della miscela legante.

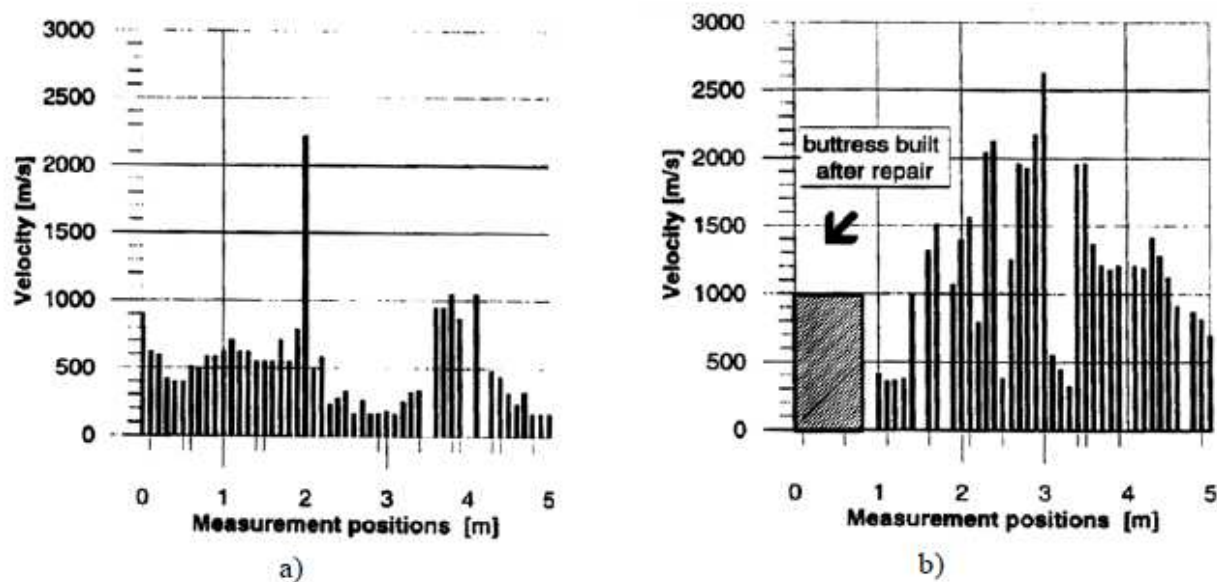


Fig. 6.5 - Confronto tra la velocità sonica misurata prima (a) e dopo (b) l'iniezione

## 6.2.2 Intonaci armati

### 6.2.2.1 Aspetti generali

La tecnica di consolidamento mediante intonaci armati consiste nel realizzare, in aderenza alla superficie muraria, delle lastre di materiale a base cementizia (malta, betoncino, gunite) armate con una rete metallica e rese solidali ad essa da tiranti passanti in acciaio; nei casi in cui l'accessibilità è limitata ad una sola faccia della muratura si possono anche utilizzare, al posto dei tiranti passanti, delle staffature inserite in nicchie appositamente predisposte e successivamente riempite durante la realizzazione della paretina.

Ai fini dell'affidabilità della tecnica svolgono un ruolo fondamentale i connettori trasversali, la cui efficacia è pressoché nulla, con il tipo di muratura in esame, se essi non sono passanti ed ancorati nella stessa paretina armata applicata su entrambe le facce della parete da rinforzare.

La tecnica consente di migliorare le caratteristiche di resistenza dell'apparato murario grazie all'incremento di sezione resistente apportato dalle lastre e all'effetto di confinamento esercitato sulla muratura degradata e di aumentarne, nel contempo, la

duttilità; può risultare adatta a quelle murature in stato di degrado particolarmente avanzato e non in grado di sopportare eccessive manipolazioni; in presenza di quadri fessurativi complessi ed estesi, altre tecniche come le iniezioni o la sostruzione muraria possono infatti risultare inapplicabili.

L'applicazione delle paretine non prevede alterazioni allo stato di sollecitazione della struttura durante l'esecuzione, ma modifica in maniera sostanziale la rigidità delle pareti e quindi la loro risposta sismica.

Per tale ragione la tecnica rende molto problematico l'intervento localizzato se questo è limitato solo ad alcune pareti, mentre si presta a rinforzare zone limitate di una parete particolarmente ammalorata, oppure intersezioni verticali delle pareti non sufficientemente connesse.

Dal punto di vista esecutivo, il metodo prevede tecnologie e materiali di basso costo e facile reperibilità e l'impiego di attrezzature generalmente adoperate per operazioni di intonacatura; ne derivano vantaggi di economicità, di rapidità di esecuzione e la non necessità di disporre di manodopera specializzata.

Aspetti negativi legati agli effetti della tecnica sono:

- alterazione dell'aspetto esteriore della muratura: il metodo non risulta applicabile in edifici particolarmente interessanti dal punto di vista storico ed architettonico, o con decorazioni parietali quali affreschi o stucchi;
- alterazione delle proprietà fisiche della parete, quali isolamento termico e traspirabilità;
- alterazione delle caratteristiche di deformabilità delle pareti: l'intervento conferisce elevata rigidità alla parete, per cui un suo impiego non controllato può provocare scompensi localizzati e pericolose alterazioni al comportamento statico e dinamico dell'intero edificio;
- notevole vulnerabilità nei confronti di agenti ambientali, derivante dalla possibilità di corrosione dei connettori trasversali.

Tuttavia anche per questa tecnica mancano regole specifiche per la progettazione e l'esecuzione su base sperimentale; risulta comunque essere molto praticata per via della sua economicità e facilità di esecuzione, basandosi su criteri di dimensionamento empirici e generici; il controllo dell'efficacia della tecnica è molto spesso trascurato in virtù della fiducia nella sua affidabilità.

Questo tipo di intervento può essere utilizzato per il rinforzo sia di murature in pietra che di mattoni; per murature in pietra di qualità scadente è opportuno associare l'intervento citato alla tecnica delle iniezioni.

### 6.2.2.2 Materiali impiegati

I materiali occorrenti per l'esecuzione della tecnica sono: miscela legante per la costituzione dell'intonaco e rete elettrosaldata di acciaio.

La miscela da adottare può essere di diversa composizione a seconda della procedura utilizzata; alcune possibili soluzioni sono:

- miscela secca di sabbia e cemento in proporzione 4 a 1, proiettata in pressione attraverso un ugello all'interno del quale viene aggiunta acqua fino ad ottenere buone caratteristiche di fluidità (gunita);
- intonaco di malta cementizia ad elevato contenuto di cemento (betoncino);
- conglomerato cementizio.

Due tipiche composizioni di questi materiali, per metro cubo di impasto, possono essere:

- *Calcestruzzo:*

- 400 kg di cemento,

- 850 kg di sabbia,

- 850 kg di pietrisco,

- fluidificante,

- acqua necessaria per un "slump test" di circa 200 mm.

- *Gunita:*

- 500 kg di cemento,

- 1.700 kg di sabbia frantumata e pulita (diametro massimo = 5 mm),

- 150÷250 kg di acqua.

Qualunque sia il sistema adottato è opportuno utilizzare nelle miscele prodotti antiritiro o espansivi per evitare fessurazioni indesiderate.

### 6.2.2.3 Tecnica di esecuzione

Il posizionamento delle lastre in c.a. dovrebbe essere tale da non alterare eccessivamente il comportamento globale della struttura; le operazioni di consolidamento dovrebbero quindi essere eseguite il più simmetricamente possibile rispetto alla pianta dell'edificio, in modo da non indurre fenomeni torsionali, visto l'incremento di rigidità che viene ad avere la parete sulla quale si interviene.

È buona regola partire con i lavori dai piani più bassi, visto il notevole aumento delle masse apportato dalle pareti ed è importante operare con continuità verticale a partire dal piano in cui si interviene fino al piano delle fondazioni.

L'intervento può essere eseguito con diverse modalità:



- con la costruzione di vere e proprie pareti in c.a., sistema che può essere adatto quando è necessario intervenire da un solo lato della parete;
- con la formazione di lastre sottili in c.a. (gunite) armate con reti di acciaio elettrosaldate;
- con l'applicazione di intonaco armato di spessore almeno pari a 3 cm di malta cementizia (betoncino), sempre con reti di acciaio elettrosaldate.

Questi ultimi due sistemi sono particolarmente adatti per le riparazioni in corrispondenza di lesioni isolate.

Nelle figure 6.6 e 6.7 sono mostrate alcune modalità di esecuzione della tecnica; è da sottolineare che l'ammorsamento mediante cordolo continuo indebolisce notevolmente la sezione del muro, interrompendo la continuità del paramento.

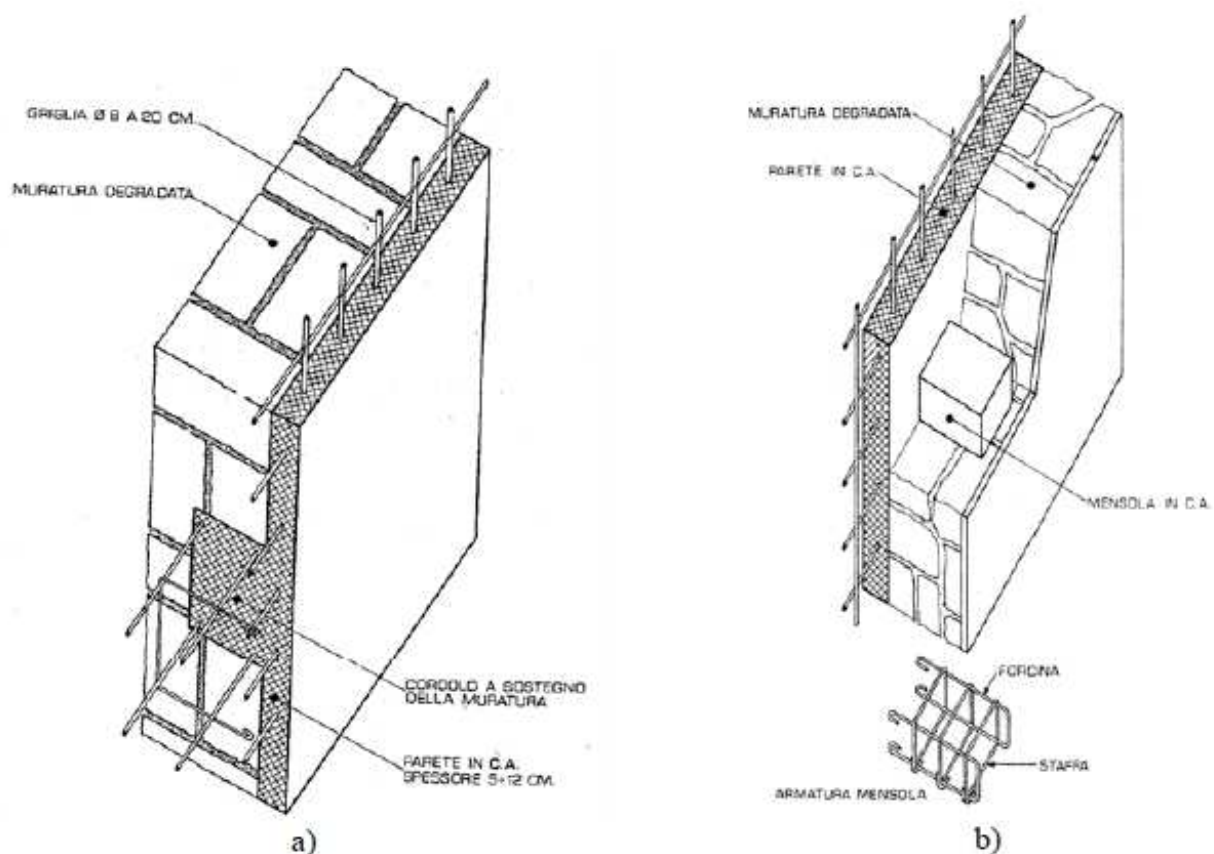


Fig. 6.6 - Applicazione di parete in c.a. ammorsata alla muratura originaria mediante cordoli (a) e mediante mensole (b)



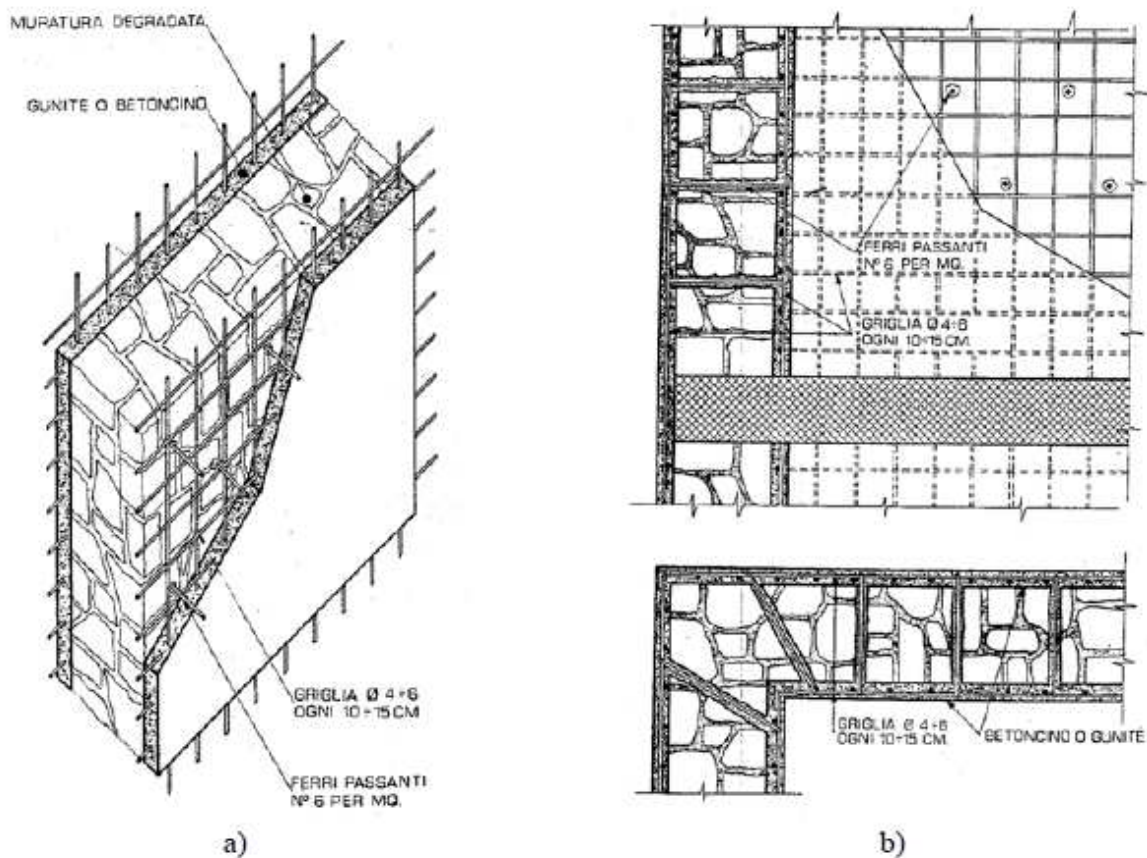


Fig. 6.7 - Consolidamento di muratura mediante lastre sottili (gunita o betoncino) armate con rete elettrosaldata in acciaio e collegate da ferri passanti; vista assonometrica (a) - sezione orizzontale e verticale (b)

La procedura di esecuzione del consolidamento mediante paretine sottili, che rappresenta la modalità maggiormente diffusa tra quelle elencate, si articola nelle seguenti fasi:

1. **Preparazione della parete:** valgono essenzialmente le considerazioni già esposte per le iniezioni: asportazione dell'intonaco e messa a nudo della tessitura muraria, spazzolatura e lavaggio della muratura con getto di acqua o aria a bassa pressione e stuccatura con malta cementizia a presa rapida di fessure e vuoti macroscopici; nell'operazione di lavaggio la superficie della parete va portata a saturazione in modo da evitare la sottrazione di acqua al materiale spruzzato che può pregiudicare la corretta presa.
2. **Perforazioni:** la perforazione della muratura, per la messa in opera delle armature di collegamento paretine-muratura, è da effettuarsi per mezzo di trapani o sonde a rotazione in corrispondenza dei blocchi di pietra; i fori, distribuiti in modo uniforme sulla parete, equidistanti tra loro e a file sfalsate, devono essere leggermente inclinati per

agevolare il loro successivo riempimento con malta cementizia; per betoncino su una sola faccia vanno realizzati almeno 6 fori al mq di diametro 40 mm e lunghezza pari ai 3/4 dello spessore della parete; per betoncino su due facce sono necessari almeno 4 fori passanti al mq di diametro 40 mm.

3. **Inserimento dei tiranti passanti:** generalmente vengono utilizzati tondini per c.a. ad aderenza migliorata, di diametro variabile da 4 a 8 mm; essi possono venire posizionati per battitura attraverso i giunti di malta, sfruttando eventualmente le lesioni presenti, oppure infilati in fori praticati appositamente, che successivamente possono anche essere sigillati con iniezione di malta; il loro numero può variare a seconda dei casi, è bene però non scendere sotto i due tiranti per metro quadro; nel caso si adoperino, al posto dei tiranti passanti, staffature inserite in nicchie appositamente predisposte, successivamente riempite durante la spruzzatura del materiale, il loro numero consigliato è di almeno 6 per metro quadrato; risulta evidente l'aggravio di costo che ciò comporta, mentre non è altrettanto evidente un miglioramento dell'efficacia del consolidamento; è opportuno realizzare anche connessioni tra le lastre e gli elementi resistenti di contorno (cordoli, fondazioni, ecc.).
4. **Posizionamento delle armature:** in genere si usano reti elettrosaldate con barre del diametro di 3÷6 mm, con maglia 10 x 10 cm oppure 15 x 15 cm; la rete viene posizionata su un lato o su entrambe le facce della parete da consolidare, distanziata dalla muratura di almeno 2 cm; per il maggiore tempo di posa richiesto è da evitare di costruire la trama con singole barre; buona regola è risvoltare la rete di almeno 50÷100 cm in corrispondenza delle intersezioni con murature ortogonali o in corrispondenza di porte o finestre; lungo i bordi delle aperture deve essere sovrapposta di almeno due maglie nei punti di giunzione; posizionata la rete si ripiegano i tiranti ad uncino di 90°.
5. **Esecuzione delle lastre:** la posa in opera della miscela legante viene realizzata, previo accurato lavaggio e bagnatura fino a saturazione della muratura, con procedure diverse in funzione dello spessore della lastra che si vuole applicare:
  - per getto in apposita cassetta, nel caso di pareti di spessore 5÷15 cm, generalmente di c.a.;
  - in pressione, per spessore tra i 3 e i 5 cm (rapporto sabbia-cemento: 4 a 1);
  - spruzzata meccanicamente sulla rete in uno o più passaggi per creare lo spessore desiderato, fino ad un massimo di 3 cm.

Gli spessori maggiori vanno realizzati con l'impiego di betoncino, mentre quelli inferiori con gunite; nei giorni successivi deve essere inoltre eseguita la bagnatura per ridurre i fenomeni di ritiro.

Nelle figure 6.8 e 6.9 viene mostrato uno schema di applicazione della tecnica nelle varie posizioni richieste dal consolidamento.

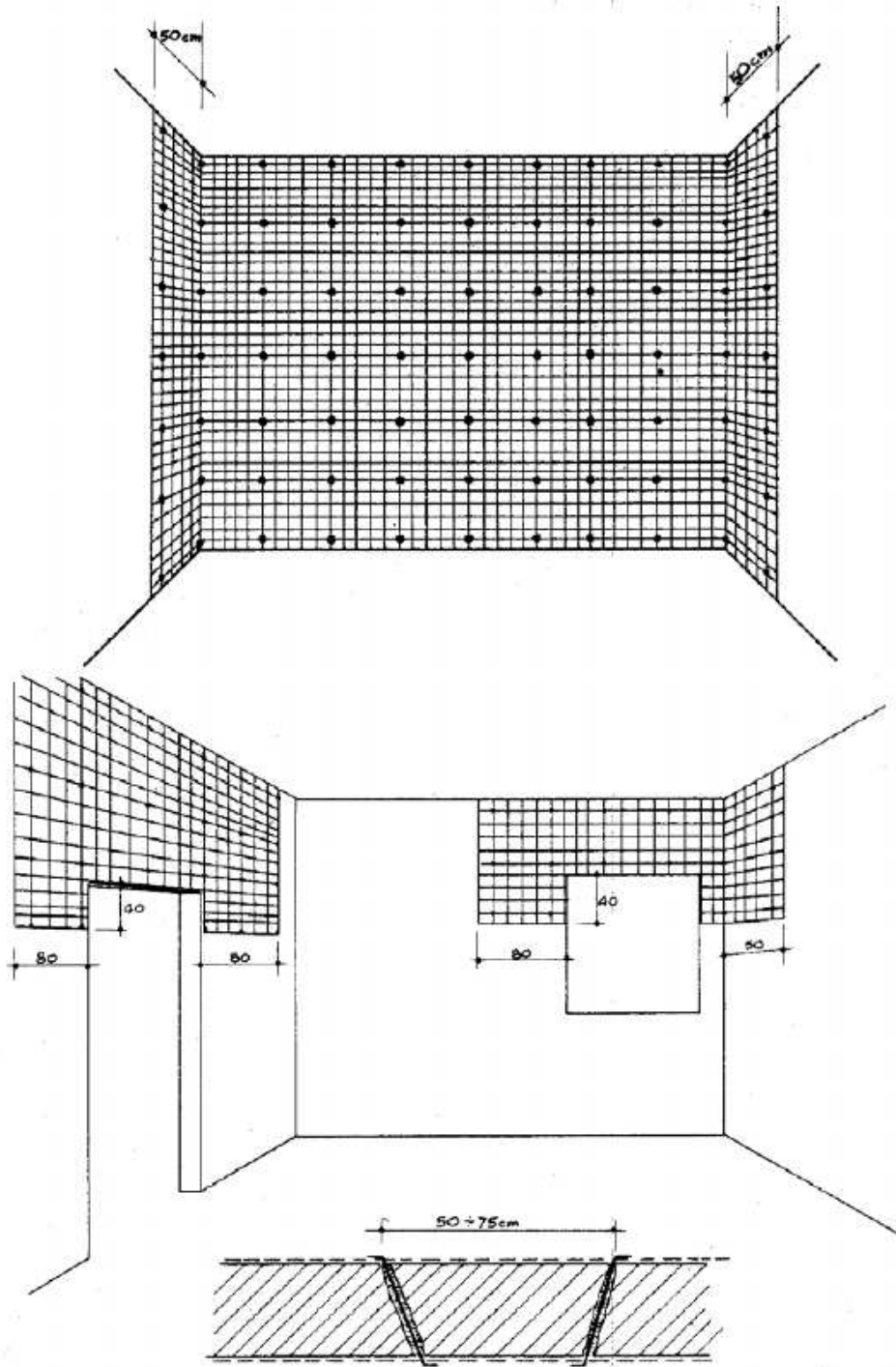


Fig. 6.8 - Posizionamento della rete metallica nel caso di consolidamento di un'intera parete e in corrispondenza di fori e aperture; particolare del collegamento tra le reti in sezione orizzontale

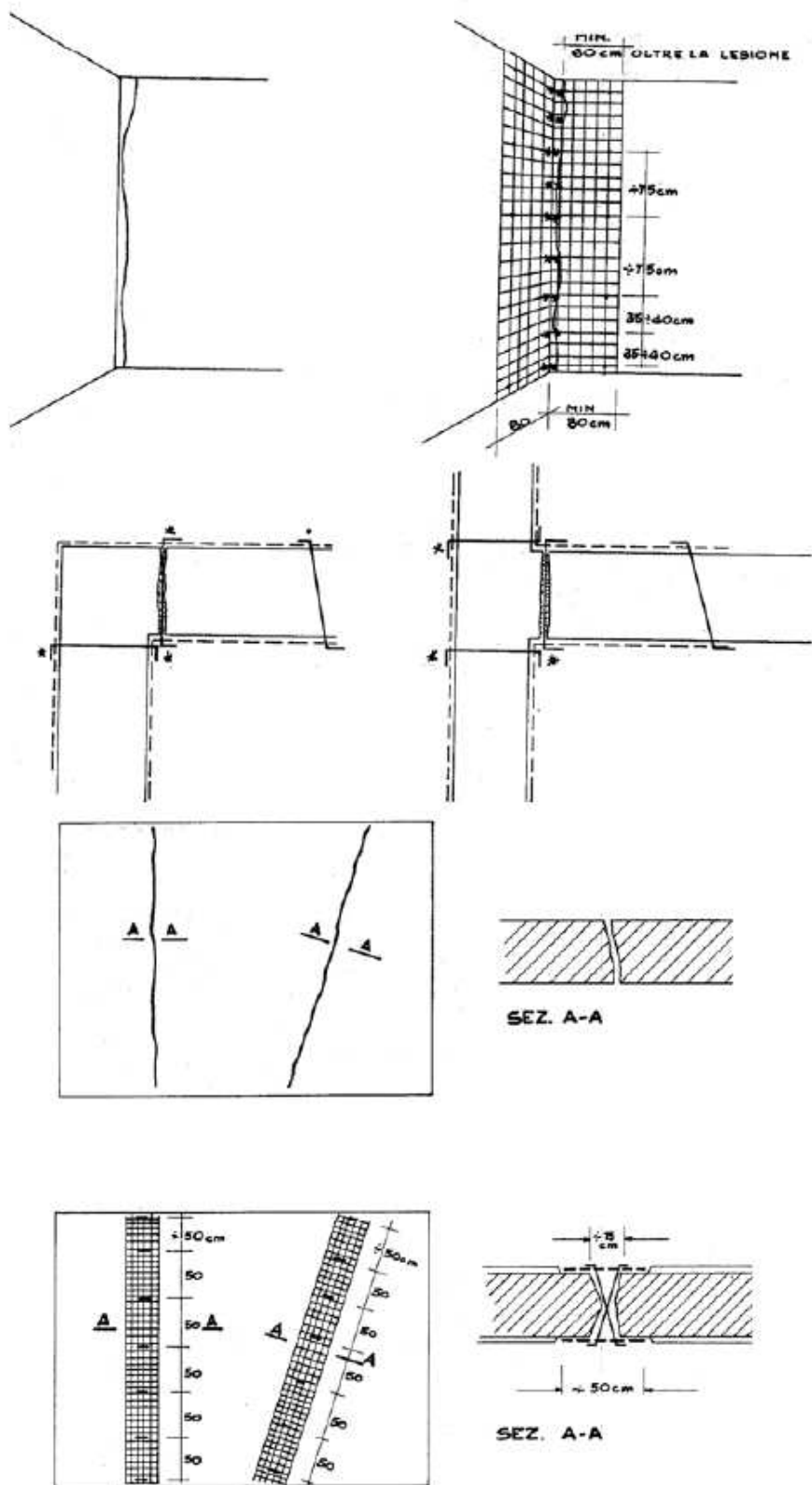


Fig. 6.9 - Applicazione di rete elettrosaldada nelle zone d'angolo e in corrispondenza di singole lesioni passanti

## **6.2.3 Iniezioni armate**

### **6.2.3.1 Aspetti generali**

La tecnica delle iniezioni armate consiste nel disporre armature all'interno della muratura, inserendole in fori successivamente cementati con miscele per iniezioni.

In base alla modalità di impiego, possono avere la funzione di "cucitura" tra elementi sconnessi (rinforzo localizzato delle zone d'angolo, ammorsamento dei muri ortogonali, ricongiungimento di parti lesionate), oppure di rinforzo dell'intero elemento strutturale.

In presenza di murature di buona qualità, che non siano degradate, ma che non presentino adeguate ammorsature tra le pareti ortogonali, è possibile infatti ripristinare il collegamento tra i diversi elementi strutturali per mezzo di un reticolo di fori armati e cementati.

Viceversa, se estese ai componenti strutturali (pilastri o pareti), le iniezioni armate permettono di dare alle murature esistenti una maggiore resistenza alle sollecitazioni (taglio, pressoflessione), conferendo caratteristiche simili a quelle della muratura armata.

Dal punto di vista strutturale tale tecnica di consolidamento associa all'aumento di resistenza a compressione della muratura, prodotto dalla cementazione, un ampliamento del dominio di rottura nel campo delle trazioni, per effetto della presenza di armatura metallica.

La disposizione trasversale nello spessore del muro delle barre di armatura consente, inoltre, di contrastare l'espansione laterale degli elementi compressi.

La tecnica non comporta modifiche dal punto di vista estetico, per cui può collocarsi tra gli interventi possibili per opere di particolare pregio artistico.

### **6.2.3.2 Modalità esecutive**

Le iniezioni armate non sono quasi per niente contemplate dai decreti ministeriali presi come riferimento per questo studio; solo alcune circolari contengono una breve e sommaria descrizione dell'intervento, incluso nella sezione dedicata alle iniezioni e classificato alla pari con i due tipi di miscela proposti, quella a base di legante cementizio e quella a base di resine organiche.

### **6.2.3.3 Tecnica di esecuzione**

L'intervento si esegue introducendo, in fori praticati nelle murature, barre di acciaio ad aderenza migliorata del diametro di 12÷16 mm o trefoli di acciaio armonico che, per mezzo dell'iniezione di malta cementizia, vengono solidarizzate al supporto murario.



Per la realizzazione dei fori, generalmente inclinati, è necessario adoperare una perforatrice a rotazione capace di realizzare fori di diametro modesto (dell'ordine di 4÷6 cm) e di lunghezza a volte notevole.

In figura 6.10 sono riportati alcuni schemi tipici di possibili casi di posizionamento delle iniezioni armate: in corrispondenza di intersezioni murarie, per il ripristino di lesioni e per il rinforzo dell'intero elemento strutturale.

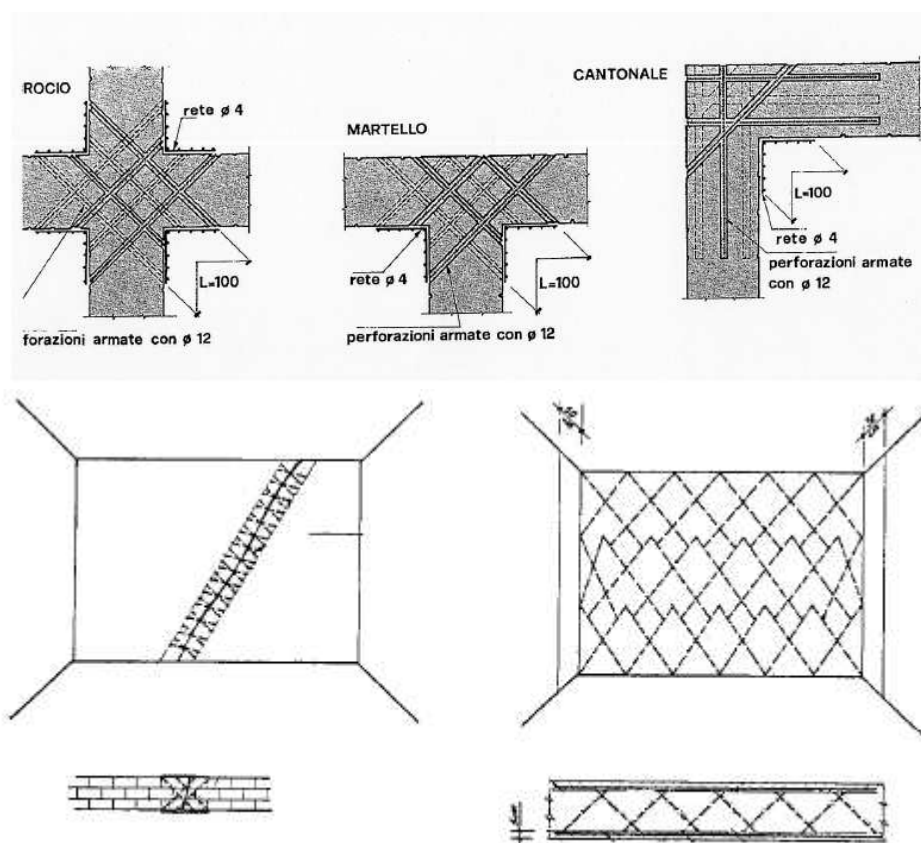


Fig. 6.10 - Schemi tipici di reticoli cementati

Le fasi di esecuzione della tecnica sono:

### 1. Perforazioni:

- tracciamento della posizione e del percorso delle perforazioni;
- foratura della muratura: i fori, inclinati alternativamente verso l'alto e verso il basso e direzionati variamente in pianta, hanno interasse tra i 40 e i 50 cm e lunghezza dipendente dal livello di aderenza sia tra malta e barre, sia tra malta e tessitura preesistente;
- pulitura dei fori per mezzo di getto d'aria in pressione, al fine di garantire una perfetta aderenza tra muratura e malta successivamente iniettata.



## 2. Posizionamento delle barre:

- posizionamento delle barre d'acciaio ad aderenza migliorata; in alcuni casi è opportuno realizzare efficienti ancoraggi alle estremità delle barre al fine di evitare il rischio di sfilamento;
- eventuale messa in tensione delle barre in modo da avere un'azione di contrasto sulla muratura prima dell'insorgere di nuove deformazioni.

## 3. Esecuzione delle iniezioni:

- getto della malta di completamento (boiaccia di cemento) a bassa pressione (2÷3 atmosfere) e riempimento dell'imbocco del foro con malta cementizia;
- sistemazione della testa del foro con riempimento dell'imbocco con cocci di laterizi e malta cementizia.

Ad intervento ultimato la sovrapposizione delle aree interessate dalla trasudazione dell'acqua contenuta nella boiaccia di cemento iniettata in pressione costituisce un segnale di buona diffusione dell'intervento.

Nel caso di consolidamento di intere pareti l'intervento può essere eseguito in concomitanza con l'operazione di iniezione del muro; l'inserimento delle barre può avvenire allora negli stessi fori di iniezione, posizionati opportunamente.

### **6.2.3.4 Confronto tra interventi effettuati con iniezioni di miscele consolidanti e iniezioni armate**

Da un confronto tra le due tecniche di consolidamento si osserva che, entrambe, portano ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei pannelli; tuttavia il contributo che si rileva nei due casi è differente: infatti i pannelli consolidati con iniezioni di miscele mostrano maggiore resistenza e maggiore rigidità rispetto a quelli consolidati con barre di acciaio i quali, invece, sono dotati di maggiore duttilità (2 volte quella dei pannelli iniettati e, complessivamente, 6÷10 volte quella dei pannelli vergini) e sono in grado di dissipare una maggiore quantità di energia (più di tre volte superiore e con valori di carico massimo raggiunto anche quattro volte superiori).

I pannelli rinforzati con iniezioni di miscele consolidanti mostrano valori di energia dissipata in prossimità del collasso paragonabili a quelli relativi ai pannelli non consolidati, anche se con valori di carico massimo raggiunto fino a cinque volte superiori.

## **6.2.4 Tirantature metalliche**

### **6.2.4.1 Aspetti generali**

La tecnica d'intervento per mezzo di tirantature metalliche è particolarmente indicata nei casi in cui risultino inadeguati i collegamenti tra le pareti ortogonali, o insufficienti i vincoli tra pareti e solai; attraverso l'applicazione delle catene è infatti possibile ottenere un efficace collegamento tra le strutture portanti in corrispondenza dei solai, assicurando così un funzionamento monolitico del complesso edilizio.

L'inserimento di tirantature metalliche tende, inoltre, ad eliminare o a ridurre le spinte orizzontali trasmesse alle murature verticali da strutture tipicamente spingenti come archi, volte o capriate, sopperendo così alla scarsa resistenza a trazione caratteristica delle murature.

Se le condizioni della struttura su cui si va ad operare lo consentono, è opportuno porre in opera le catene sotto un'adeguata pretensione, così da evitare l'aggravarsi del dissesto e a far regredire gli spostamenti che ad esso si accompagnano.

Quanto detto evidenzia come la buona riuscita di una tecnica di intervento semplice, antica e, pertanto, molto diffusa qual è l'incatenamento, sia sostanzialmente legata ad una corretta valutazione della pretensione necessaria ed al suo effettivo conseguimento.

### **6.2.4.2 Modalità esecutive**

Visto il largo impiego dell'acciaio negli interventi di consolidamento statico delle murature, è importante soffermarsi su alcune considerazioni circa il problema della durabilità di tale materiale tenuto conto delle difficoltà, e spesso della impossibilità pratica, di eseguire interventi di manutenzione.

In tale ambito va attentamente considerato l'impiego di acciai speciali, in particolare gli acciai inossidabili delle varie classi, sulla base delle loro caratteristiche di resistenza e di deformabilità, di lavorabilità e di compatibilità con altri tipi di materiali.

Occorre tenere presente, a tale proposito, che le officine dove viene costruita la normale carpenteria (che utilizza acciai al carbonio) non sono necessariamente a conoscenza delle specifiche esigenze riguardanti le lavorazioni meccaniche e le saldature degli acciai inossidabili, per cui il capitolato dovrebbe essere più ricco di dettagli (attrezzature, velocità di lavorazione, tipo di elettrodi) quando è previsto questo tipo di materiale.

Allo stesso modo è necessario porre attenzione alla possibilità che il materiale meno nobile si corroda a contatto con quello più nobile.

Appare quindi opportuno diversificare in più voci questa categoria di lavoro e, in particolare, prevedere maggiori descrizioni per le strutture metalliche in genere; tiranti e piastre, tasselli per cuciture localizzate, ecc., distinguendo il caso degli acciai al carbonio da quello degli acciai inossidabili.

Occorre inoltre qualche specifica per i trattamenti superficiali e per l'esecuzione dei fori, per la posa e soprattutto per l'ancoraggio dei tiranti, nel caso non possa essere realizzato con piastre esterne, e dei tasselli.

### **6.2.4.3 Tecnica di esecuzione**

I tiranti possono essere posti in opera all'interno o all'esterno delle murature; nel primo caso si tratta di tiranti trivellati, costituiti da trefoli in acciaio armonico, disposti in guaine protettive entro fori trivellati nello spessore delle murature; nel secondo caso i tiranti sono composti da barre, piatti o profilati in acciaio, aderenti alle murature o poste in scanalature ricavate sulla loro superficie, in modo da occultarne la vista.

I dispositivi di ancoraggio delle catene alle murature sono costituiti da capichave metallici, a paletto o a piastra, che devono presentare caratteristiche di rigidità e resistenza tali da riportare le sollecitazioni trasmesse alla muratura entro valori ammissibili, così da evitare schiacciamenti o lesioni localizzate.

Le principali fasi di esecuzione di tale tecnica sono:

1. **Preparazione delle pareti:** al fine di creare un'area di appoggio della piastra di ancoraggio adeguata alle sollecitazioni agenti dopo la messa in tensione della catena è importante intervenire sulle murature con la scrostatura dell'intonaco e con eventuali operazioni di consolidamento nelle zone interessate dagli ancoraggi.
2. **Dimensionamento delle catene e tracciamento dei livelli e degli assi dei tiranti:** per quanto riguarda il dimensionamento è da prendere in considerazione la resistenza a trazione del materiale metallico e quella a taglio del muro su cui agisce il capochave; le catene, di sezione non inferiore a  $\Phi 16$ , non possono avere lunghezza superiore ai 20 m e devono agire per tratti rettilinei; per il tracciamento dei livelli vanno osservati alcuni importanti criteri di posizionamento:
  - le catene vanno inserite a livello degli orizzontamenti e, in caso di solai sfalsati, a metà tra i due;
  - è bene mantenere eventuali simmetrie in pianta in modo da evitare l'insorgere di pericolosi effetti torsionali sulla struttura;

- le catene vanno inserite il più omogeneamente possibile lungo l'altezza dell'edificio, in modo da ridurre la lunghezza libera di inflessione dei maschi murari per azioni normali al proprio piano;
- la disposizione più corretta prevede: per i muri di spina catene accoppiate, adiacenti, una da una parte e una dall'altra dello stesso muro; per i muri esterni catene singole, collocate sul paramento interno (figura 6.11).

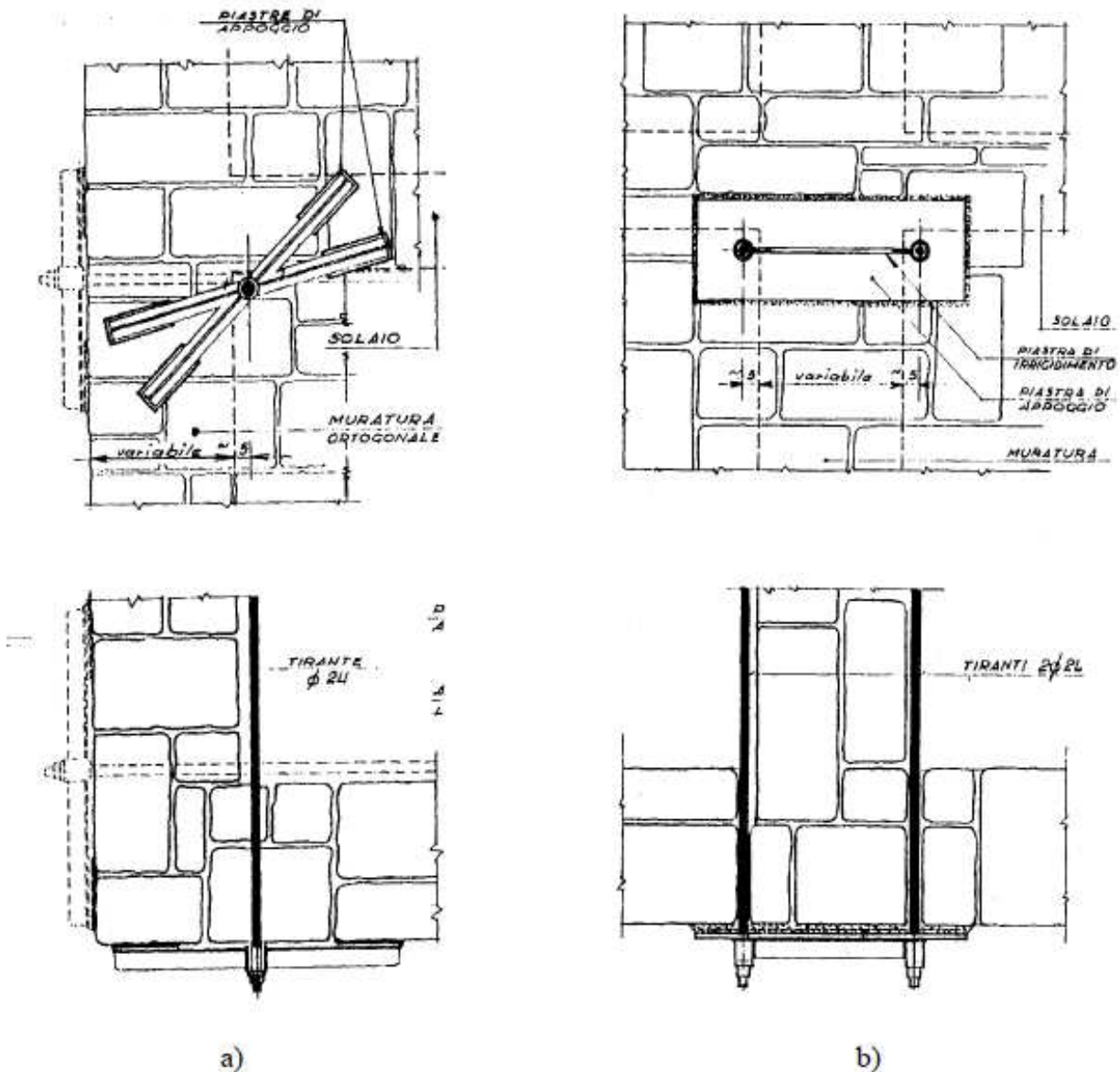


Fig. 6.11 - Sistema di ancoraggio: con chiavi in acciaio (a)  
e con tiranti complanari con piastra irrigidita (b)

3. **Foratura delle pareti ed inserimento dei tiranti:** la foratura è da effettuarsi a livello di ogni solaio, ad intervalli di altezza non superiore ai 4÷5 m; vanno utilizzate perforatrici che non producono scuotimenti e vibrazioni sulla muratura, per evitare fenomeni fessurativi sulle zone di ancoraggio; le catene devono quindi essere protette dall'azione degli agenti atmosferici con opportuni trattamenti o con guaine protettive; in genere sono da preferirsi catene inguainate in modo da poter effettuare operazioni di ritesaggio per compensare eventuali allentamenti.
4. **Messa in tensione dei tiranti:** il tiro della catena deve essere calcolato in modo che sia in grado di assorbire la forza sismica orizzontale dovuta alla massa delle murature comprese tra i punti medi degli interassi di catene contigue, sia in orizzontale che in verticale. Dopo la perfetta rappresa del letto di malta cementizia ad elevate proprietà antiritiro, interposto tra la muratura e la piastra di ancoraggio, si procede con il tiraggio delle catene che può essere ottenuto a caldo o a freddo:
  - allungamento a caldo: una volta posta in opera la catena se ne riscalda il tratto centrale fino all'allentamento dei capichave; a questo punto, bloccando nuovamente gli ancoraggi, la catena sviluppa il suo tiraggio raffreddandosi;
  - allungamento a freddo: è possibile solo se le catene hanno una filettatura almeno ad un estremo e il capochave è forato per permetterne il passaggio; il tiraggio avviene avvitando il dado sull'estremo filettato della catena fino a raggiungere l'allungamento calcolato; invece del dado di testa, che contrasta sul capochave, il tiraggio può avvenire per mezzo di un manicotto intermedio con filettature destra-sinistra.

### **6.2.5 Considerazioni e valutazioni sull'efficacia degli interventi**

1. È stato osservato che, nel caso di consolidamento effettuato con applicazione della paretina solo da un lato, non si registra alcun aumento della resistenza; ciò è probabilmente dovuto ad una concomitanza di diversi aspetti:
  - l'impossibilità di eseguire un adeguato ancoraggio delle barre trasversali alla muratura, che in genere presenta bassa resistenza;
  - la scarsa aderenza superficiale all'interfaccia dei due materiali, che non permette quindi il trasferimento dello sforzo applicato dalla muratura alla paretina armata;
  - il possibile innesco di una sollecitazione flessionale anomala dovuta al fatto che la muratura caricata, deformandosi in base alle proprie caratteristiche meccaniche, perviene a collasso prima che la lastra in c.a. possa attivare il proprio effetto.



2. Il consolidamento con paretine è un metodo semplice, rapido e adatto per murature anche molto scadenti, ma necessita di un adeguato dimensionamento, sia in quanto altera le rigidità sia a compressione che a taglio della muratura originaria, sia in relazione ai fenomeni di instabilità possibili delle lastre, per effetto della scarsa presenza di collegamenti trasversali; di queste considerazioni si deve tener conto soprattutto in tema di comportamento sotto azioni sismiche.
3. La tecnica di rinforzo con iniezioni di miscele consolidanti permette di incrementare la resistenza senza però variare eccessivamente le caratteristiche di deformabilità della muratura originaria; tale aspetto rende opportuno l'impiego di questo tipo di tecnica per interventi globali negli edifici, dove risulta importante non alterare il comportamento statico globale, oppure per interventi parziali che possono diventare pericolosi in caso di forti variazioni della deformabilità; la stessa tecnica presenta però grosse difficoltà nella scelta del materiale più appropriato (possibili incompatibilità chimiche o fisiche dei componenti di classico uso con il substrato delle murature) e nella valutazione del numero adeguato di punti di immissione della miscela.

## **6.3 Interventi di consolidamento e di rinforzo strutturale con l'utilizzo di materiali compositi fibrorinforzati (FRP)**

### **6.3.1 Aspetti generali**

L'utilizzo dei laminati in FRP (Fiber Reinforced Polymers) ha storicamente origine in Giappone, all'inizio degli anni '90, con la finalità di rinforzo antisismico per strutture in cemento armato; la tecnica, poi ripresa e sviluppata negli Stati Uniti, è ora largamente diffusa e impiegata in tutto il mondo non solo per edifici in calcestruzzo armato, ma anche per strutture in muratura, legno e acciaio; inoltre il suo utilizzo è in costante crescita anche per il consolidamento di costruzioni con valore storico-artistico.

Per quanto riguarda il rinforzo di strutture murarie l'intervento si basa sulla solidarizzazione alla muratura, tramite apposite resine, di strisce di tessuto costituito da materiale fibroso in vetro, aramide e carbonio (in ordine performante crescente) particolarmente resistenti quando sono sottoposte a trazione; le fibre vengono prodotte mediante un procedimento di termosaldatura, che ne impedisce la sfilacciatura e ne migliora l'installazione in cantiere.



Questa tecnica permette di incrementare notevolmente i limiti di resistenza della muratura e di attribuire ad essa un comportamento a rottura meno fragile; in particolare, come detto, tale sistema è largamente utilizzato anche per edifici con valenza storico-artistica, in quanto questa tecnologia è accettata e talvolta ritenuta “unica soluzione” dalle soprintendenze italiane.

In Italia il progetto e il dimensionamento degli interventi in fibra di carbonio sono, dal 2005, regolamentati attraverso un documento del CNR redatto espressamente per gli interventi con utilizzo di materiale composito FRP; tale documento, il CNR-DT 200/2004: “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il Controllo di interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”, è attualmente l’unico a livello nazionale che fornisce delle indicazioni progettuali circa gli interventi di rinforzo con le fibre di carbonio per strutture in muratura e calcestruzzo.

### **6.3.2 Modalità esecutive**

Una peculiarità italiana è quella di avere, nel proprio territorio, la contemporanea presenza sia di eventi sismici che di un ingente patrimonio architettonico da salvaguardare; per questa ragione sono in corso accurati studi per lo sviluppo di conoscenze e di tecnologie specifiche in questo settore.

In generale i campi applicativi dei laminati in FRP sono due:

- consolidamento di edifici con dissesti lenti in atto o in smorzamento (dovuti, ad esempio, a cedimenti di fondazioni o ad eccessivi sovraccarichi);
- prevenzione nelle zone sismiche: i compositi aiutano in tal caso ad incrementare la resistenza antisismica; in condizioni normali non lavorano, ma saranno chiamati in causa appunto dall’evento sismico.

Nelle strutture in muratura l’applicazione dei laminati in FRP può essere utilizzata per il consolidamento delle volte, per il rinforzo a taglio e a pressoflessione dei maschi murari, per la cerchiatura dei pilastri, per il confinamento dell’edificio a livello di impalcato (intervento alternativo alla cordolatura di piano).

L’uso di questa tecnologia può rispondere ad alcune esigenze architettoniche fondamentali per gli interventi sugli edifici storici: removibilità, assenza di acqua nelle lavorazioni, assenza di vibrazioni, rispetto delle preesistenze come, ad esempio, gli affreschi nel caso delle volte; tutti requisiti praticamente impossibili da ottenere con le tecniche tradizionali, tipo iniezioni cementizie e intonaci armati.

Altri vantaggi consistono nella diffusione dell'azione utilizzando fasce in carbonio per il confinamento dell'edificio in corrispondenza di un impalcato anziché cordolature in c.a.; un intervento alternativo, che prevede l'utilizzo di tiranti in acciaio, comporta invece una concentrazione di tensioni nei capichave.

### **6.3.3 Tecnica di esecuzione**

L'intervento, che nella pratica deve essere calibrato caso per caso sia nelle dimensioni sia nella scelta della fibra, prevede la messa a nudo della struttura principale da rinforzare, la ricostituzione di una superficie planare (malte a ritiro compensato, stucchi, ecc.) e l'applicazione dei rinforzi con resine.

Più in dettaglio l'intervento su una struttura in muratura consiste nell'applicazione, mediante apposite resine, di strisce di FRP (aventi una certa larghezza) sulla superficie, pulita e regolarizzata, che deve essere rinforzata.

È necessario, prima di tutto, rimuovere gli strati ricoprenti non portanti (intonaci), poiché il rinforzo deve aderire alla struttura portante (solidarizzazione fibra-muratura).

Sulla superficie regolarizzata vengono poi stesi, tramite pennelli o rulli, uno o più strati di prodotto impregnante e di stucco epossidico allo scopo di uniformare la superficie di applicazione delle fibre; successivamente viene steso lo strato di adesivo su cui sono poste le strisce di fibra, prima fatte aderire con pressione manuale e poi col passaggio di un rullo in grado di eliminare eventuali bolle d'aria; sopra le strisce viene posto un nuovo strato di adesivo allo scopo di impregnare completamente di resina la fibre; la resina protegge le fibre e ne garantisce il corretto allineamento e la distribuzione uniforme degli sforzi.

Eventuali altri strati successivi verranno applicati al di sopra dei precedenti, avendo ovviamente cura di non spostare le strisce sottostanti e di rispettare i tempi necessari per l'adesione.

L'applicazione dei rinforzi può avvenire su una oppure su entrambe le facce di pareti murarie, così come negli intradossi o sugli estradossi di cupole, volte e archi in muratura; sulle pareti murarie si possono disporre i laminati secondo griglie diagonali o ortogonali (figura 6.12), mentre su cupole, volte e archi i laminati vengono generalmente disposti lungo le linee direttrici, generatrici o lungo gli archi (§ 6.3.4.1 del presente capitolo); indagini sperimentali hanno dimostrato l'efficacia dei rinforzi in FRP soprattutto quando le strisce vengono applicate (se possibile) su entrambe le superfici della struttura muraria ed hanno una larghezza adeguata; in ogni caso il comportamento della struttura risulta

significativamente meno fragile, in quanto la presenza del rinforzo consente di mantenere 'legati' gli elementi resistenti fino anche alla configurazione di collasso.

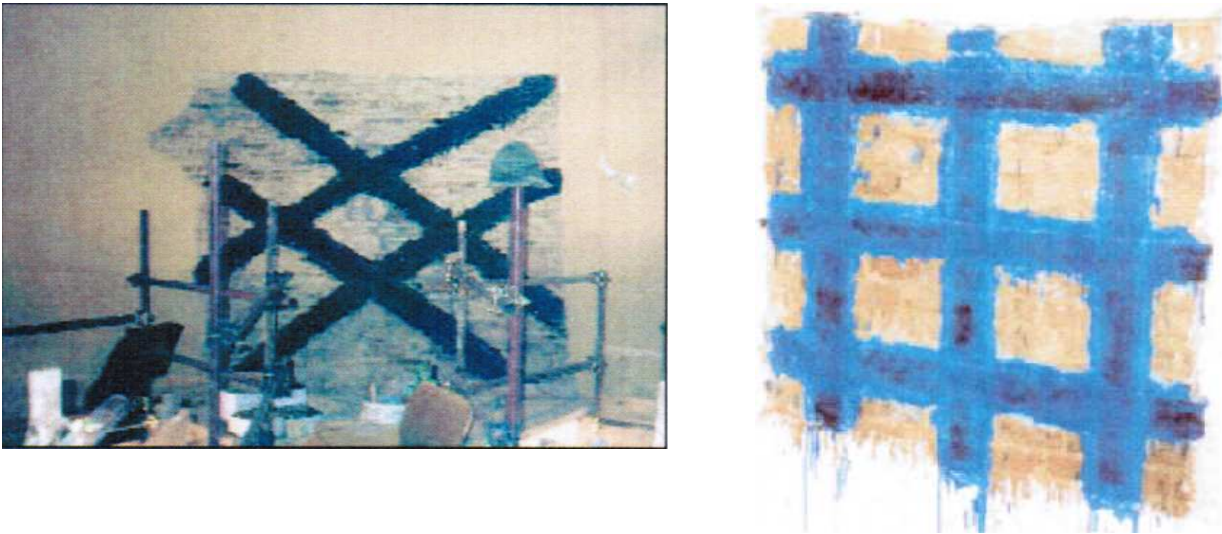


Fig. 6.12 - Rinforzo di pareti murarie con strisce di laminati in FRP

Dal punto di vista dei vari parametri in gioco la rigidità delle superfici rinforzate con FRP non risulta, in generale, sensibilmente incrementata; questo fatto può essere considerato favorevole in quanto la redistribuzione delle rigidità, a interventi effettuati, non risulta significativamente modificata e quindi il consolidamento dell'edificio non ne altera, da questo punto di vista, il suo comportamento originario.

È invece la resistenza ultima a taglio che viene incrementata in maniera sensibile, grazie al contributo della resistenza a trazione dei rinforzi.

Il comportamento strutturale conseguito dalle superfici rinforzate con fibre dipende da vari fattori, tra cui:

- tipo di fibra scelta (vetro, aramide, carbonio), cui corrispondono diverse caratteristiche fisiche e meccaniche;
- tipo di resina utilizzata per la solidarizzazione delle fibre alla parete;
- tipo di muratura portante da rinforzare;
- disposizione geometrica del rinforzo: su una o su entrambe le facce, a griglia ortogonale o diagonale, con uno o più strati di strisce, numero totale delle strisce, ecc..

In particolare i nastri in fibra di carbonio presentano le seguenti proprietà meccaniche:

- elevata resistenza, in termini di tensione di rottura e tensione ammissibile di progetto;
- elevati moduli elastici;

- allungamenti percentuali molto bassi;
- spessori del singolo strato e peso delle fibre molto ridotti.

La scelta operativa di una configurazione piuttosto che un'altra determina un diverso dimensionamento del rinforzo al fine di raggiungere il miglioramento desiderato della prestazione strutturale della superficie muraria.

### **6.3.4 Rinforzo di strutture in muratura con l'utilizzo di FRP**

Il rinforzo con FRP è largamente utilizzato nelle strutture in muratura in quanto il composito è in grado di assorbire quegli stati di trazione che la muratura non sopporta.

Come riportato nelle Istruzioni CNR-DT 200/2004, l'intervento di rinforzo con FRP "ha lo scopo di conseguire, prioritariamente, per i singoli elementi strutturali e per l'intera costruzione, un incremento di resistenza nei confronti delle azioni sollecitanti e, quando possibile, un aumento dei valori degli spostamenti esibiti all'atto del collasso".

Il consolidamento con FRP può essere realizzato nel caso in cui si voglia trasmettere gli sforzi di trazione all'interno di singoli elementi strutturali o tra elementi contigui (rinforzi a flessione, taglio, ecc.), oppure per collegare tra loro elementi che collaborano a resistere all'azione esterna (catene di volte e di pareti, connessioni tra pareti ortogonali, ecc.); o ancora, per irrigidire i solai nel proprio piano per conseguire un funzionamento a diaframma rigido, per limitare l'apertura di fessure e anche per confinare colonne al fine di incrementare la resistenza delle strutture.

L'intervento di rinforzo si inserisce nell'ambito di un progetto complessivo di consolidamento strutturale; il consolidamento, sia esso adeguamento alla normativa vigente, o adeguamento alle nuove destinazioni d'uso, o miglioramento di una struttura danneggiata dal sisma, dal tempo, dall'aumento dei carichi o da altri eventi, può essere realizzato nei modi seguenti:

- incrementando la resistenza di pannelli, archi o volte;
- cerchiando colonne allo scopo di incrementarne la resistenza a compressione e la duttilità;
- riducendo la spinta di strutture spingenti;
- trasformando elementi non strutturali in elementi strutturali, mediante conferimento di rigidità e capacità resistente;
- rafforzando e irrigidendo strutture orizzontali non spingenti;

- incatenando o fasciando lateralmente l'edificio all'altezza degli impalcati o della copertura.

Di seguito vengono analizzate alcune tipologie di interventi su strutture murarie più comunemente rinforzate mediante l'impiego di laminati in FRP:

- **rinforzo di cupole, volte e archi in muratura**
- **rinforzo di pannelli murari**
- **connessioni e ancoraggi**

#### **6.3.4.1 Rinforzo di cupole, volte e archi in muratura**

Il rinforzo di cupole, volte e archi in muratura si esegue quando gli elementi strutturali perdono la loro funzionalità per la formazione di cerniere che attivano i meccanismi di collasso; le cause sono da imputare alla scarsa resistenza a trazione della muratura la quale, se soggetta a carichi eccessivi o a sismi, genera al suo interno degli stati di trazione che si manifestano con fessurazioni e, successivamente, con la rotazione delle imposte.

Il rinforzo in FRP contrasta la formazione delle cerniere assorbendo gli sforzi di trazione che si generano all'interno della struttura; a questo proposito il documento CNR-DT 200/2004 (al paragrafo 5.5) fornisce un'ampia delucidazione circa le verifiche da condurre per il rinforzo degli elementi strutturali a semplice e a doppia curvatura.

L'applicazione dei rinforzi in fibra di carbonio può venire eseguita all'intradosso, all'estradosso, o da entrambe le parti, a seconda delle necessità statiche e/o applicative.

Ogni tipologia di volta (volta a crociera, volta a botte, a curvatura ribassata o a tutto sesto, volta a padiglione, cupola, ecc.) o di arco (a tutto sesto, ribassato o acuto) si lesiona in genere secondo direzioni e punti prestabiliti: per esempio, un arco a sesto ribassato o a tutto sesto si fessura in chiave all'intradosso e alle reni all'estradosso, mentre un arco a sesto acuto si fessura in chiave all'estradosso e alle reni all'intradosso.

I rinforzi vengono applicati quindi lungo quelle direzioni in cui si determinano degli stati di trazione; il tipo e lo schema di rinforzo specifico si determinano con la modellazione agli elementi finiti ma l'esperienza, la sperimentazione su scala reale e la teoria della scienza delle costruzioni, permettono di determinare degli schemi progettuali indicativi.

Ad esempio, nel caso di una volta a crociera lo schema di rinforzo di base è il seguente (figura 6.13); il tessuto è applicato lungo gli archi diagonali principali e lungo le direttrici e le generatrici delle vele.



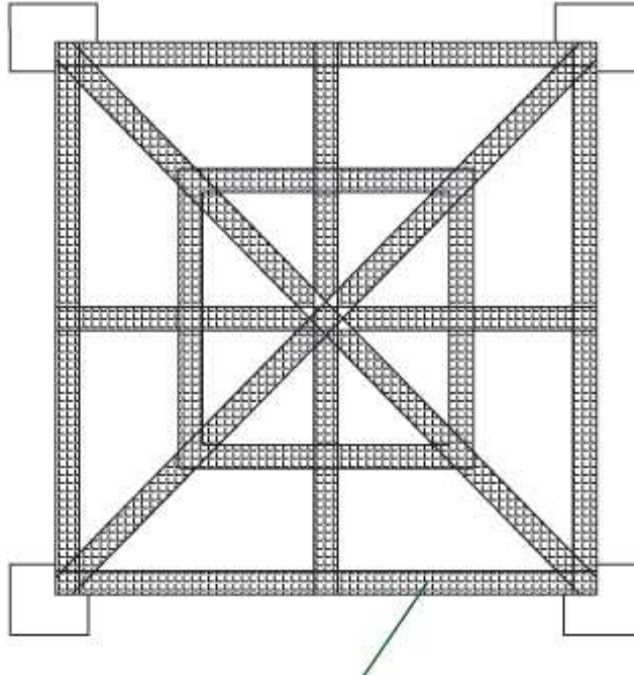


Fig. 6.13 - Schema di rinforzo di una volta a crociera

In figura 6.14 viene mostrata l'immagine di un rinforzo eseguito all'estradosso di una volta a crociera; il tessuto è posizionato lungo le diagonali e lungo le generatrici delle vele; in questo caso, essendo la volta di piccole dimensioni, non è stato necessario applicare del tessuto sulle direttrici nelle vele.



Fig. 6.14 - Rinforzo all'estradosso di una volta a crociera

Per il rinforzo invece di una volta a botte i tessuti sono applicati lungo gli archi che generano la volta e lungo le direttrici che sviluppano in lunghezza la volta a botte; di



seguito si riporta un esempio di rinforzo all'intradosso di una volta a botte (figura 6.15); si possono osservare i tessuti posizionati lungo le generatrici, quelli lungo le direttrici e l'utilizzo di speciali connettori che, in fase di applicazione, servono ad ancorare le zone, reni e chiave, di maggiore trazione.



Fig. 6.15 - Rinforzo all'intradosso di una volta a botte

#### **6.3.4.2 Rinforzo di pannelli murari**

Le Istruzioni CNR-DT 200/2004, al paragrafo 5.4.1, riportano: “I pannelli di muratura possono essere rinforzati con FRP allo scopo di incrementarne la portanza o la duttilità nei confronti di azioni fuori dal piano, ovvero di azioni nel piano del pannello”.

##### ▪ **Azioni fuori dal piano del pannello**

Le cause possono essere dovute a:

- azioni sismiche;
- mancanza di connessioni con pareti ortogonali;
- presenza di strutture spingenti come archi o volte;
- assenza di verticalità del pannello murario.

Esse si manifestano secondo i seguenti possibili meccanismi di collasso:

- ribaltamento semplice; possibili soluzioni: fasciature con cordoli in sommità e/o all'altezza degli interpiani; connessioni con le pareti ortogonali (figura 6.16);

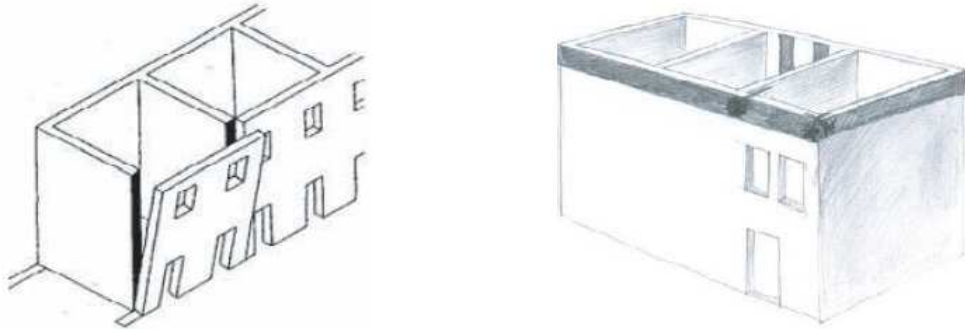


Fig. 6.16 - Schema di ribaltamento semplice e possibile soluzione di intervento

- flessione verticale; possibili soluzioni: applicazione di tessuto in zona tesa; connessioni con le pareti ortogonali (figura 6.17);

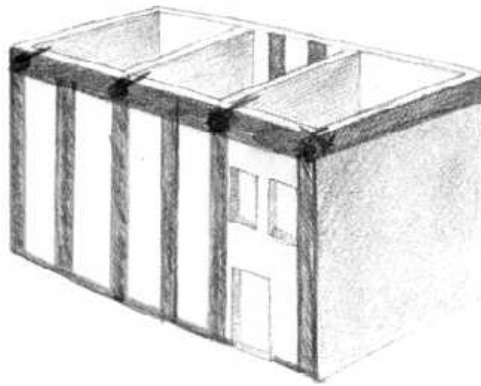


Fig. 6.17 - Schema di possibile soluzione di intervento per flessione verticale

- flessione orizzontale; possibili soluzioni: fasciature con cordoli in sommità e/o all'altezza degli interpiani; connessioni con le pareti ortogonali; applicazioni di fibre in zona tesa (figura 6.18).

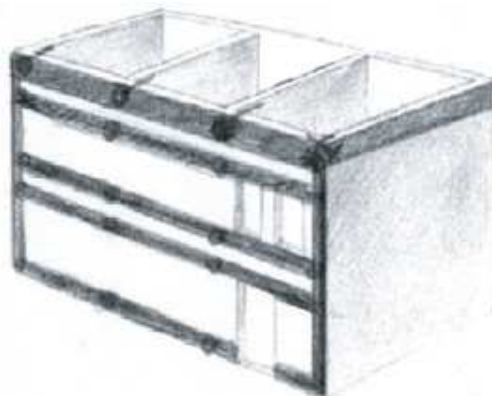


Fig. 6.18 - Schema di possibile soluzione di intervento per flessione orizzontale

In figura 6.19 vengono mostrati interventi di fasciatura con cordoli all'altezza di interpiano (a sinistra) e applicazione di fibre in zona tesa (a destra).



Fig. 6.19 - Interventi di fasciatura e applicazione di fibre in zona tesa

▪ **Azioni nel piano del pannello**

Causa: azioni sismiche, che si manifestano secondo i seguenti possibili meccanismi di collasso:

- pressoflessione nel piano; possibili soluzioni: sistemi di fasciature verticali per le azioni di pressoflessione;
- taglio; possibili soluzioni: sistemi di controventature di contenimento alle azioni taglianti.

In figura 6.20 vengono mostrati alcuni tipi di intervento di controventatura (a sinistra) e di contenimento alle azioni taglianti (a destra).



Fig. 6.20 - Interventi di controventatura e di contenimento alle azioni taglianti

### 6.3.4.3 Connessioni e ancoraggi

Come già visto a proposito dei pannelli murari, una delle cause di collasso delle strutture è da imputare alla mancanza di connessione tra gli elementi strutturali che compongono l'edificio; è il caso, per esempio, della mancata connessione fra le murature esterne portanti e i muri di spina.

L'utilizzo di connessioni in materiale composito consente di ricreare i collegamenti mancanti e di dare quindi alla struttura il necessario contributo al fine di evitare i collassi.

Le connessioni inoltre, se appositamente applicate, consentono di ridurre gli effetti di delaminazione dei tessuti e, di conseguenza, di aumentare la capacità portante e la deformabilità della struttura, rendendo conseguentemente il sistema più duttile soprattutto sotto l'azione sismica.

Uno dei sistemi di connessione dei muri portanti è schematizzato in figura 6.21; negli angoli e nei muri di spina si inseriscono delle barre in carbonio rese solidali con i tessuti esterni tramite un fiocco in fibra di aramide.



Fig. 6.21 - Particolare di sistema di connessione di muri portanti

Le fasi di applicazione si articolano nel seguente modo: si esegue un foro nella muratura di diametro e lunghezza adeguati; successivamente si inietta all'interno del foro un idoneo adesivo fluido per poi infilarci la barra o il connettore; il fiocco di aramide viene aperto e reso solidale con il tessuto già posizionato.

È importante sapere che, per l'inserimento del connettore, il tessuto non viene mai tagliato ma le fibre sono allargate dello spazio sufficiente al passaggio del connettore.

Esistono diversi tipi di connettori, tra cui connettori composti da barre in carbonio e fiocco in fibra di aramide, connettori composti da fibre di aramide (figura 6.22), oppure sistemi di ancoraggio fatti direttamente con il tessuto e posizionati ove opportuno.



a)



b)

Fig. 6.22 - Tipi di connettori: connettore composto da barra in carbonio e fiocco aramidico (a);  
connettore composto da fibre di aramide (b)

## Capitolo 7

# Criteri per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura

Per quanto riguarda il consolidamento di edifici esistenti in muratura si adottano generalmente i seguenti criteri di intervento:

- **Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti**

Si ottengono mediante:

- inserimento di tiranti ancorati alla muratura mediante idonei capichiave (figura 7.1);
- cerchiature esterne (figura 7.2);
- idonea ammorsatura (“scuci e cucì”);
- cordoli in sommità (in muratura armata, in acciaio o in c.a.);
- connessione dei solai di piano e delle coperture (figura 7.3).

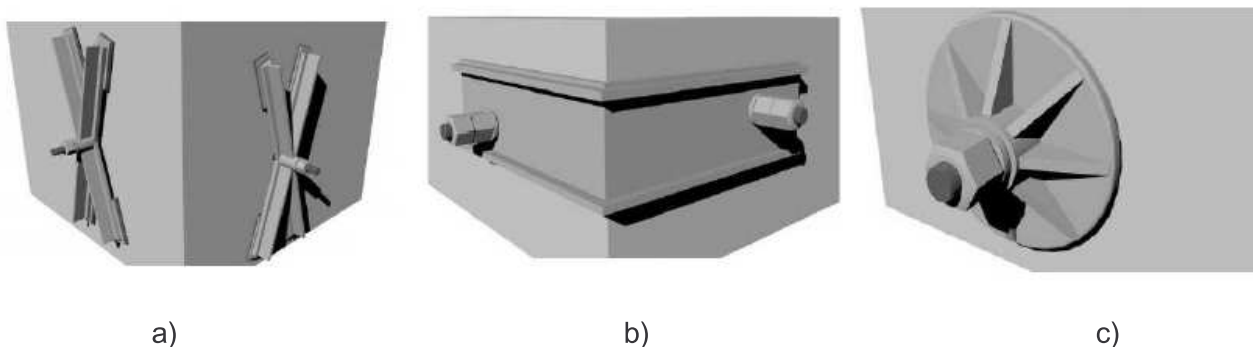


Fig. 7.1 - Particolari di capichiave metallici per tiranti: a X con piattine di distribuzione (a); capochiave d'angolo con passaggio interno (b); con piastra circolare flangiata a raggiera (c)



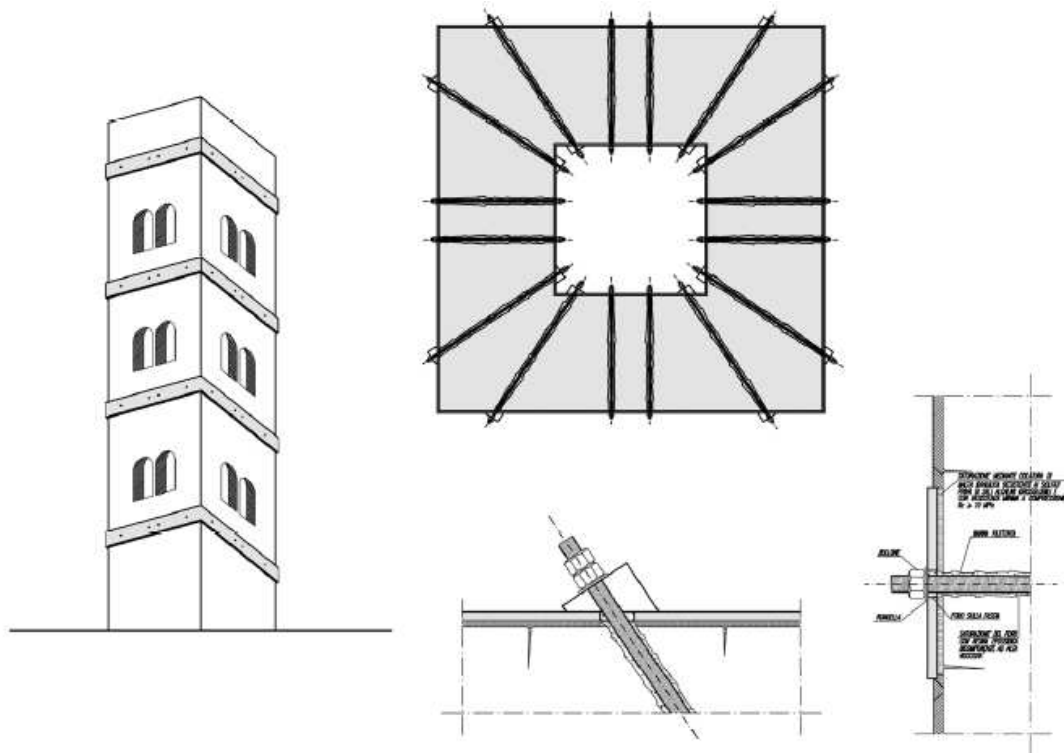


Fig. 7.2 - Intervento di cerchiatura di una torre

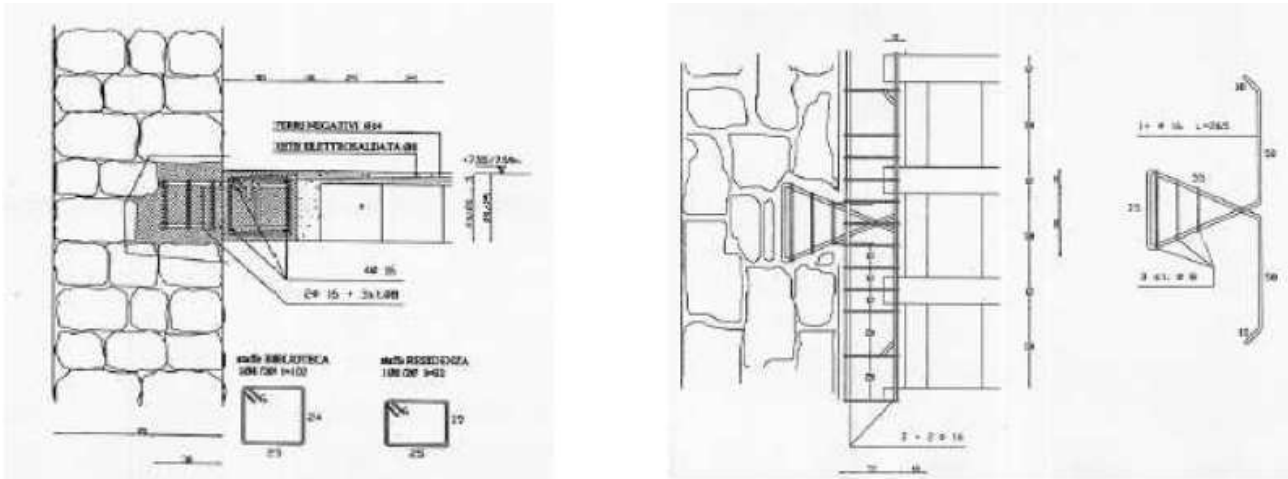


Fig. 7.3 - Particolare di sezione di cordolo con ancoraggio "a coda di rondine"  
(sezioni verticale e orizzontale)

- **Interventi volti a ridurre le spinte di archi e di volte**

Si ottengono mediante l'inserimento di catene, oppure con contrafforti o ringrossi murari.

- Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai

Si ottengono mediante l'irrigidimento dei solai nel piano e fuori dal piano (figure 7.4 e 7.5).

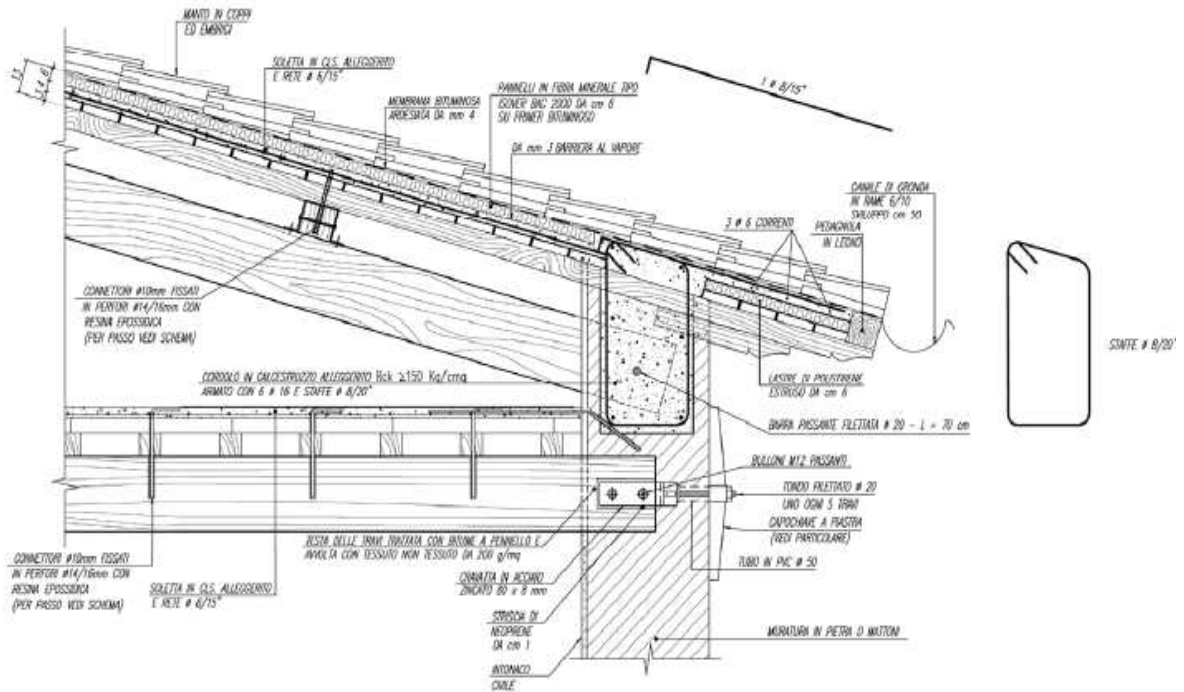


Fig. 7.4 - Realizzazione di tiranti con travi lignee esistenti per ridurre la deformabilità del solaio

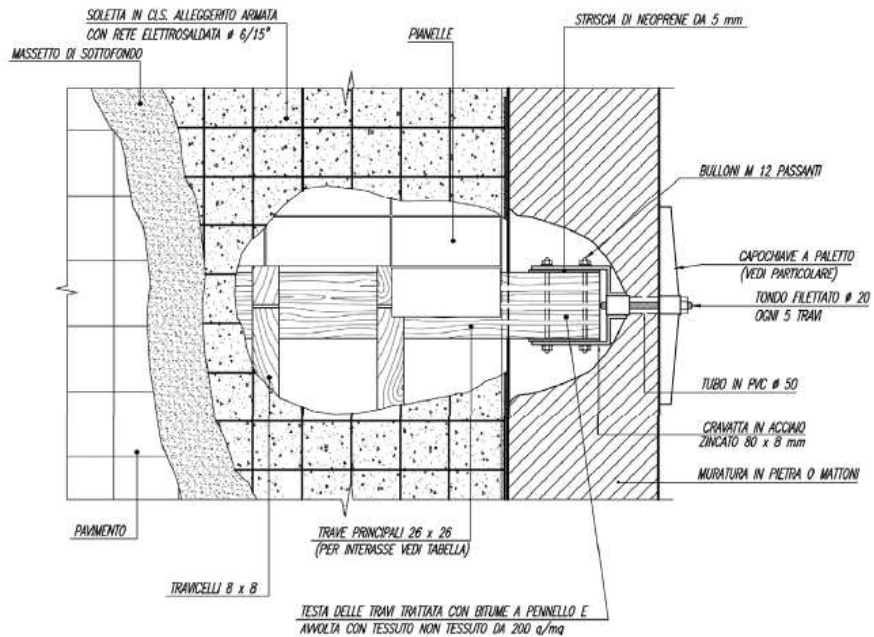


Fig. 7.5 - Particolare in sezione del tirante e del suo ancoraggio

▪ **Interventi in copertura**

È opportuno, in linea generale, il mantenimento dei tetti in legno, in quanto capaci di limitare le masse nella parte più alta dell'edificio e di garantire un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante; nel caso delle capriate deve essere presente un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali; questo può essere migliorato con piastre e barre metalliche oppure con altri materiali, ad esempio fibrorinforzati (figure 7.6 - 7.7 - 7.8).

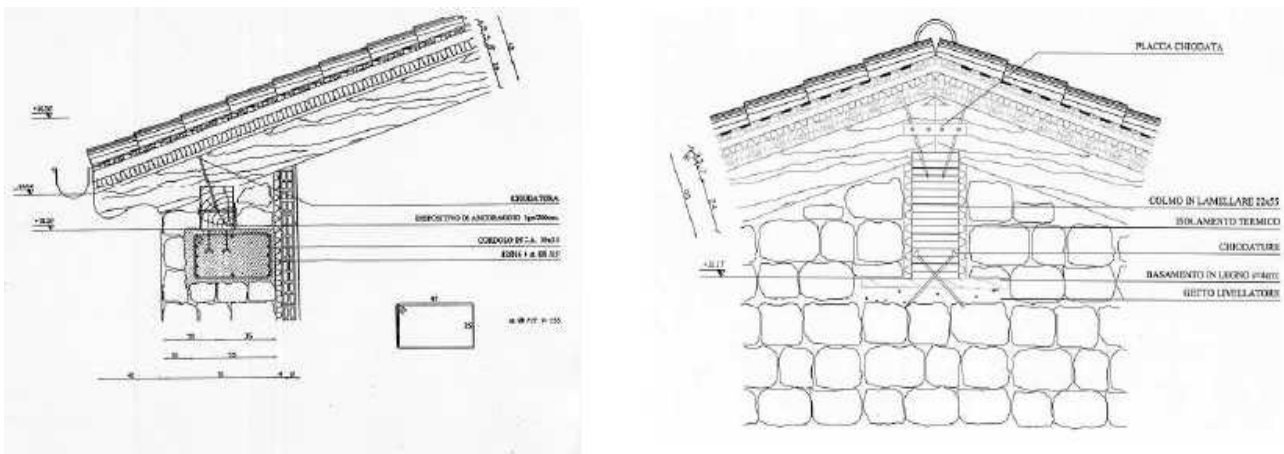


Fig. 7.6 - Particolare di cordolo di sottotetto in c.a. e dell'appoggio del colmo sul muro in pietra

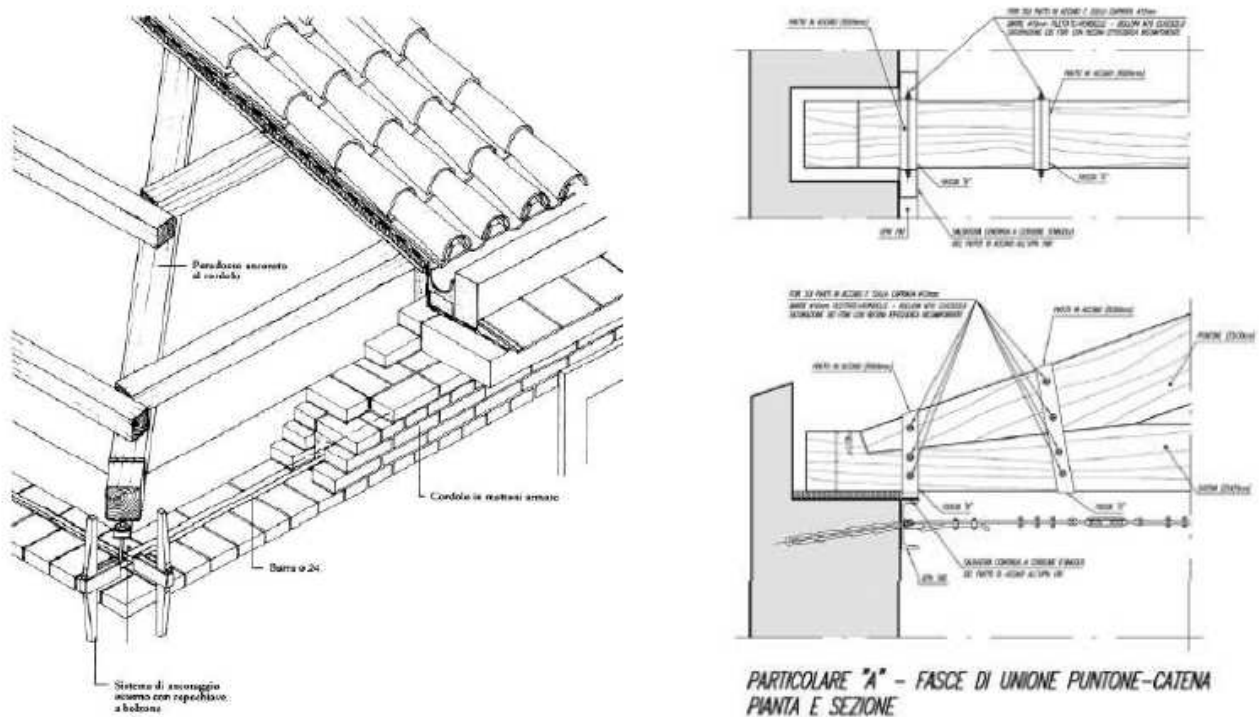


Fig. 7.7 - Ancoraggio in angolo di travi in legno alla muratura (sinistra) e particolare di "cravattatura" per trave a capriata (destra)

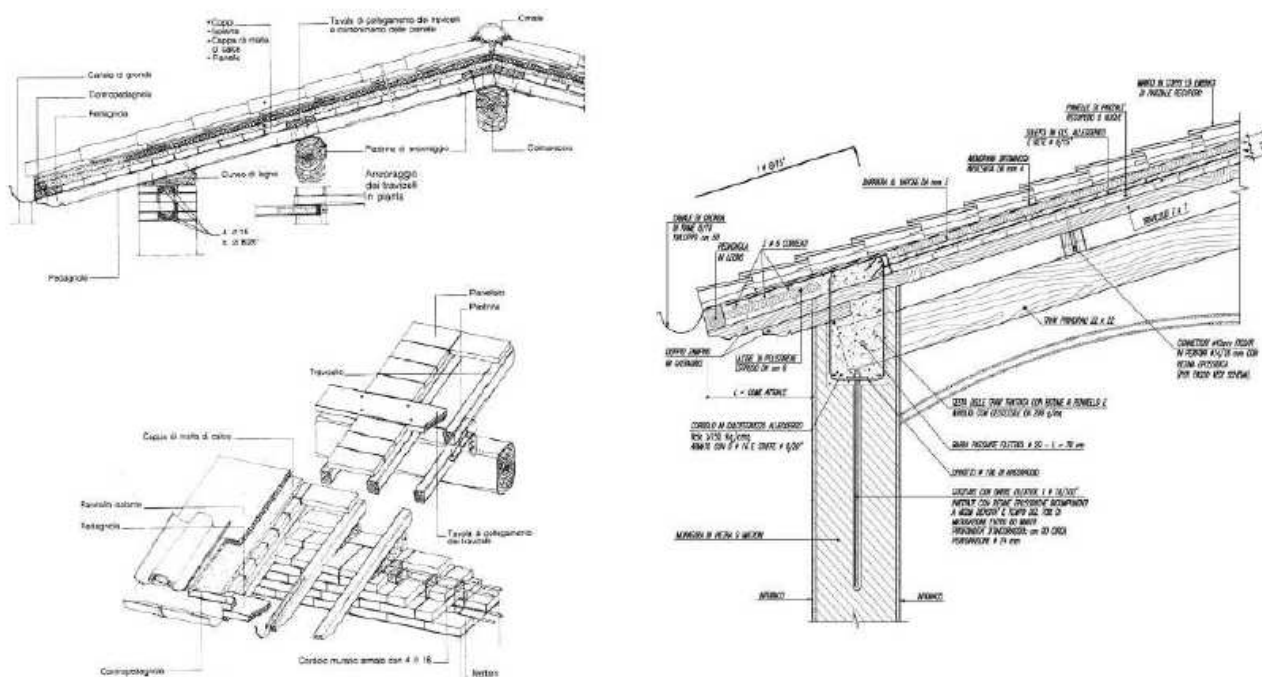


Fig. 7.8 - Realizzazione di cordoli in cemento armato

▪ **Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti**

Si ottengono mediante:

- inserimento di nuove pareti, purchè sia realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello “scuci e cuci”;
- un incremento della rigidezza delle pareti murarie si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti;
- evitando la realizzazione di nuove aperture.

▪ **Interventi volti ad incrementare la resistenza nei maschi murari**

A seconda dei casi si procederà con:

- riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;
- ricostituzione della compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità o vani di varia natura (scarichi, canne fumarie, ecc.);
- miglioramento delle caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante;



- intervento di “scuci e cuci” finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate (figura 7.9);

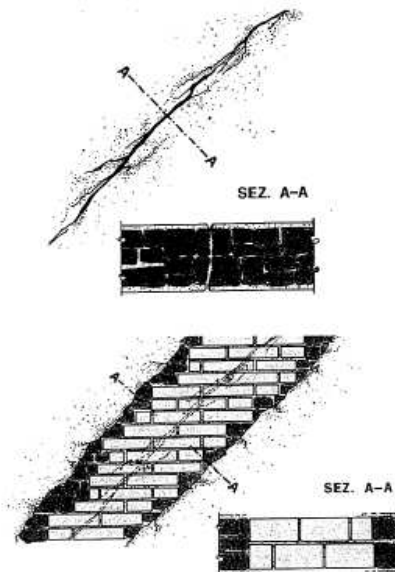


Fig. 7.9 - Intervento con metodo di riparazione “scuci e cuci”

- adozione di iniezioni di miscele leganti che mirano al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare (figura 7.10);

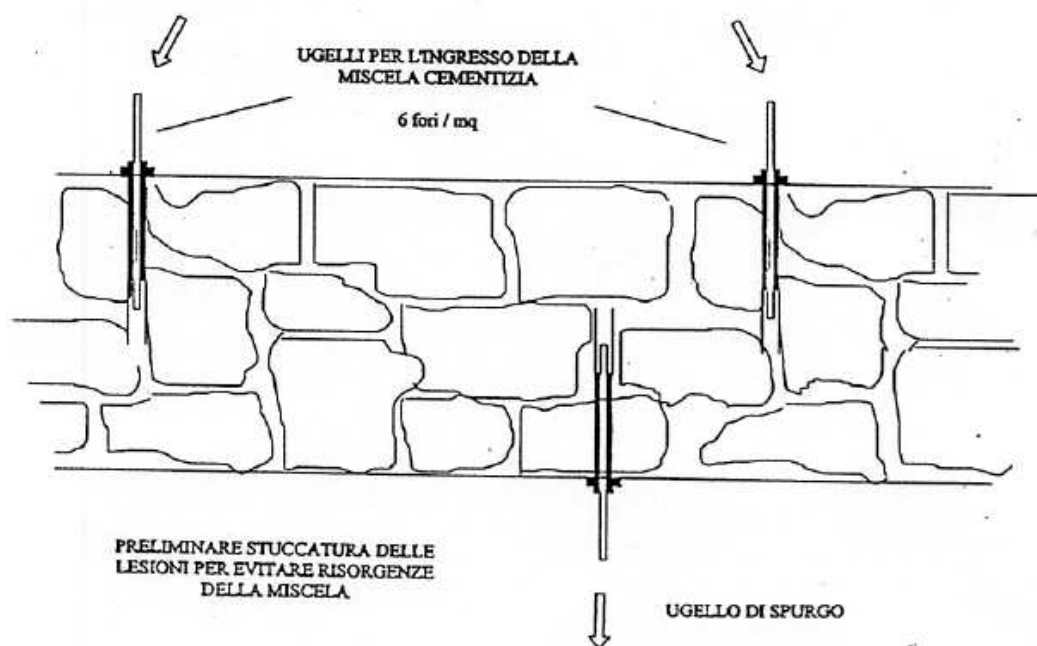


Fig. 7.10 - Particolare di intervento mediante iniezione di miscele leganti

- intervento di ristilatura dei giunti che, se effettuato in profondità su entrambi i lati, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, in particolare nel caso di murature di spessore non elevato;
- inserimento di diatoni artificiali, realizzati in conglomerato armato (oppure in materiale metallico o fibrorinforzato) dentro fori di carotaggio, che permette di realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innescò di fenomeni di instabilità per compressione; questo intervento conferisce alla parete un comportamento monolitico per azioni ortogonali al proprio piano;
- tirantini antiespulsivi, costituiti da sottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti;
- tirantature diffuse nelle tre direzioni ortogonali;
- placcaggio delle murature con intonaco armato o lastre in cemento armato, che può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate o incoerenti (figura 7.11);

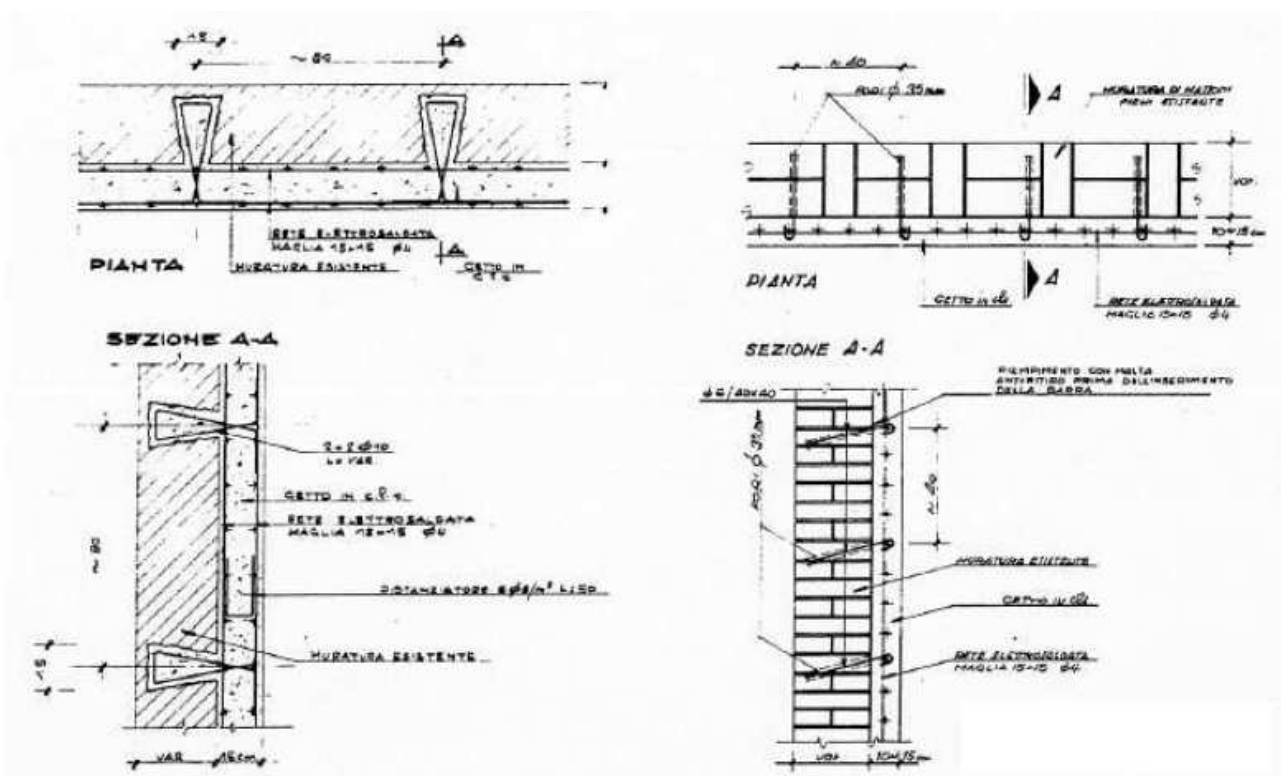


Fig. 7.11 - Particolare di collegamento di lastre in c.a. a muratura di mattoni esistente



- placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato che può essere di norma utilizzato nel caso di murature regolari, in mattoni o in blocchi;
- inserimento di tiranti verticali post-tesi, che è un intervento applicabile solo in casi particolari, ad esempio quando la muratura è in grado di sopportare l'incremento di sollecitazione verticale in corrispondenza degli ancoraggi.

▪ **Interventi su pilastri e colonne**

Gli interventi vanno configurati in modo da:

- ricostruire la resistenza iniziale a sforzo normale, ove perduta, mediante provvedimenti quali cerchiature e tassellature (figura 7.12);
- eliminare o comunque contenere le spinte orizzontali mediante provvedimenti quali:
  - a. realizzazione o rafforzamento di contrafforti;
  - b. ricostituzione dei collegamenti atti a trasferire le azioni orizzontali a elementi murari di maggiore rigidità.

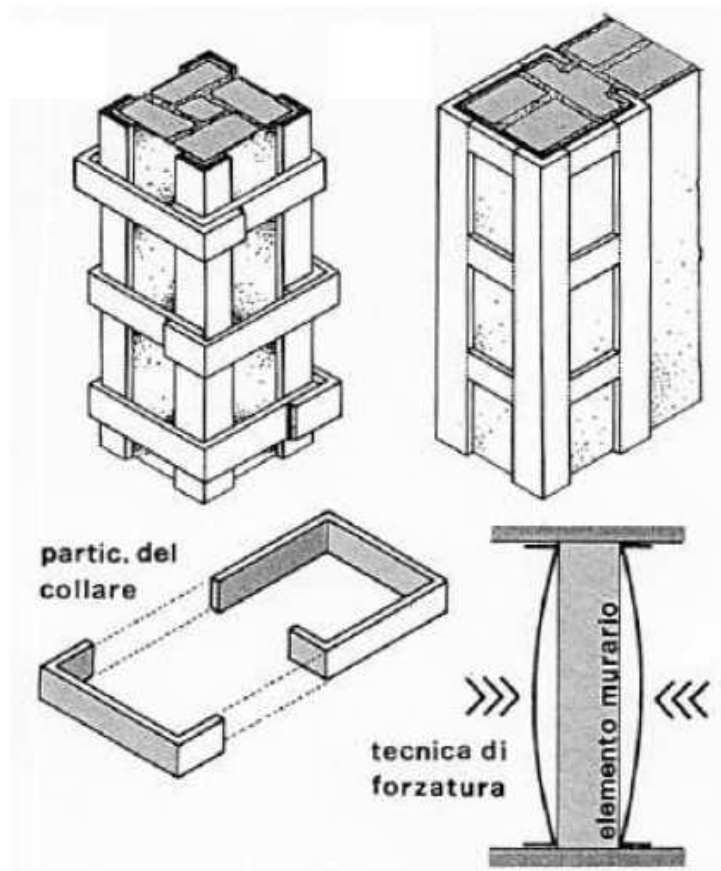


Fig. 7.12 - Cerchiatura di pilastri in muratura di mattoni

- **Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture**

Si ottengono mediante l'inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidezza e resistenza, curando il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente (figura 7.13).

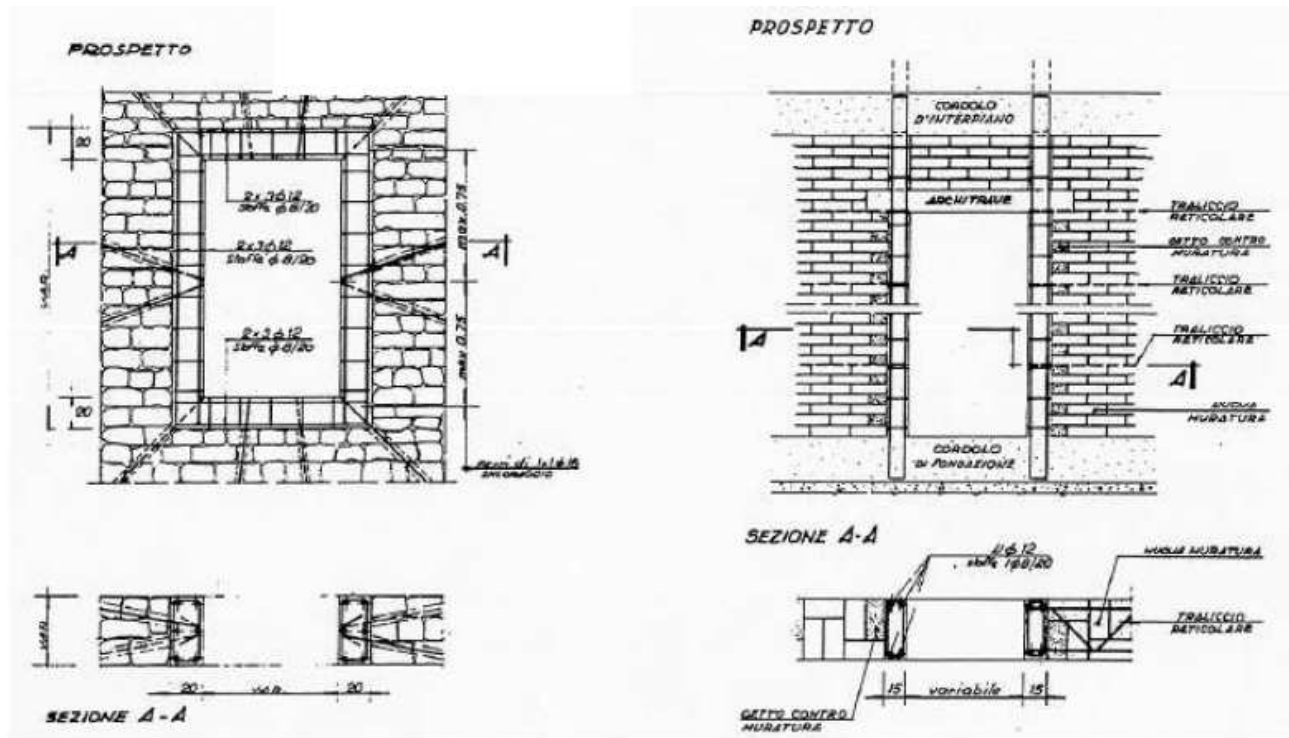


Fig. 7.13 - Cerchiatura di aperture (finestre, porte) mediante intelaiature in c.a.

- **Interventi alle scale**

Per tutti gli interventi riguardanti scale in muratura portante, si possono adottare lavori di rinforzo che comunque non ne alterino i caratteri architettonici e il loro valore tipologico e formale.

- **Interventi volti ad assicurare i collegamenti degli elementi non strutturali**

Occorre verificare i collegamenti dei più importanti elementi non strutturali (cornicioni, parapetti, camini), tenendo conto della possibile amplificazione delle accelerazioni lungo l'altezza dell'edificio.

- **Interventi in fondazione**

Si possono evitare interventi sulle strutture di fondazione se, contemporaneamente, si verifica quanto segue:

- nella costruzione non sono presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
  - gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
  - gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
  - siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche;
- altrimenti si procede intervenendo nei modi seguenti:
- allargamento della fondazione mediante cordoli in cemento armato o con una platea armata (figure 7.14 - 7.15 - 7.16);

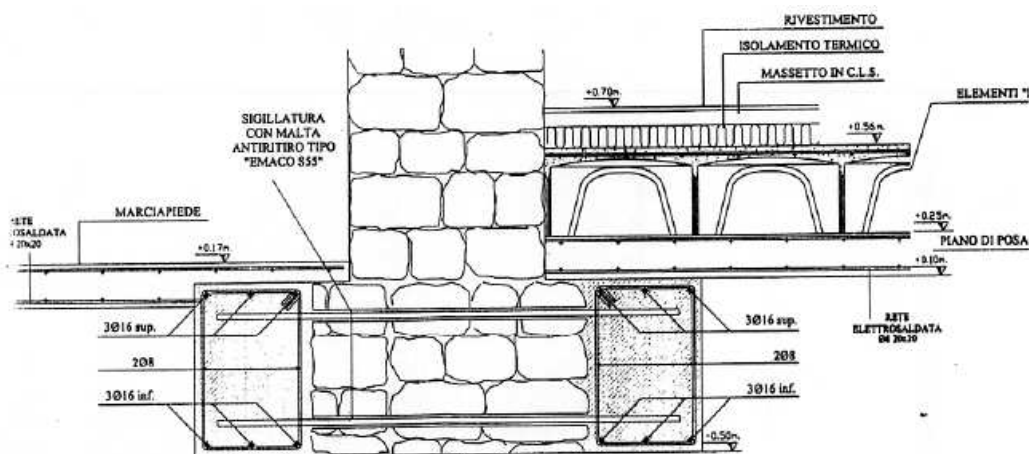
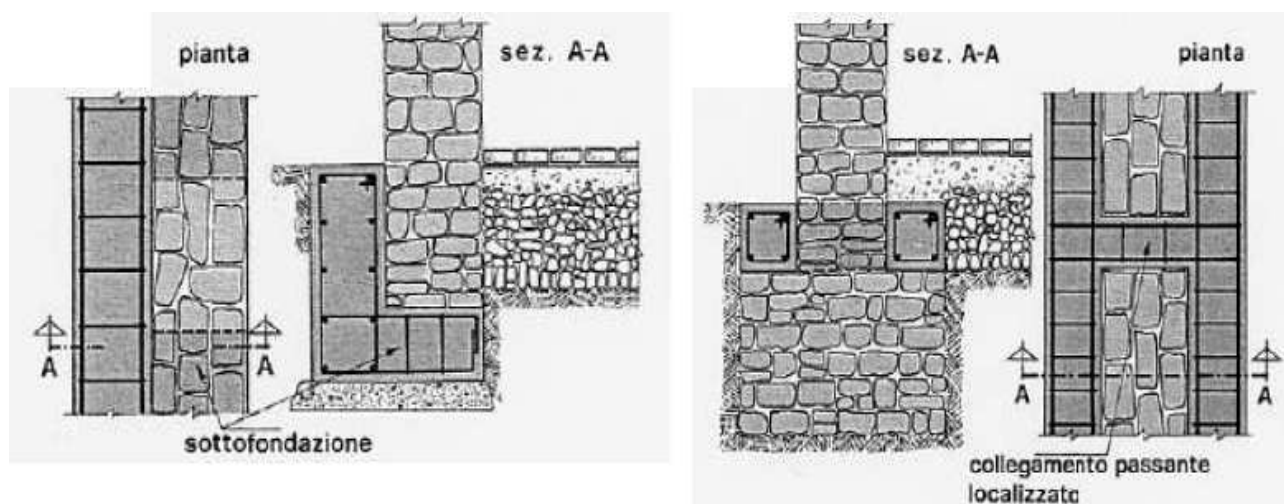


Fig. 7.14 - Allargamento della fondazione mediante cordoli in c.a.



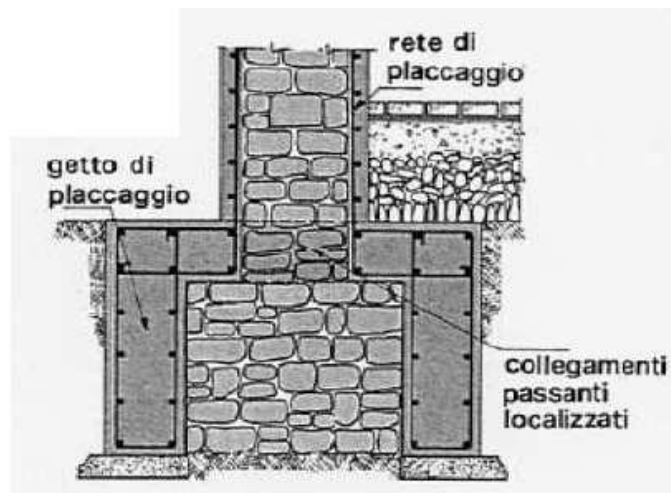


Fig. 7.15 - Alcune tipologie di rinforzo di fondazioni con cordoli in c.a.

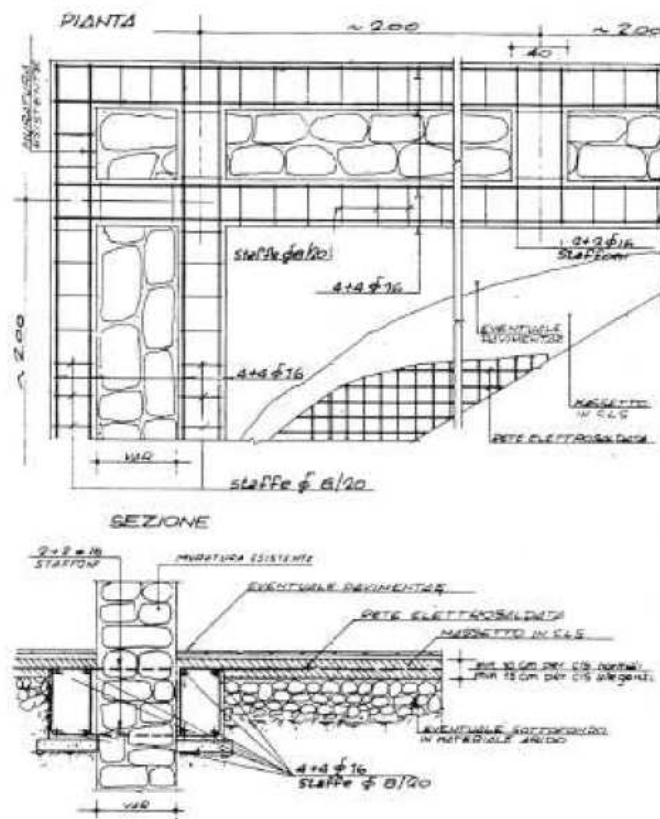


Fig. 7.16 - Rinforzo della fondazione con cordoli in c.a., massetto e rete elettrosaldata

- consolidamento dei terreni di fondazione;
- inserimento di sottofondazioni profonde, ad esempio micropali o pali radice (figura 7.17).



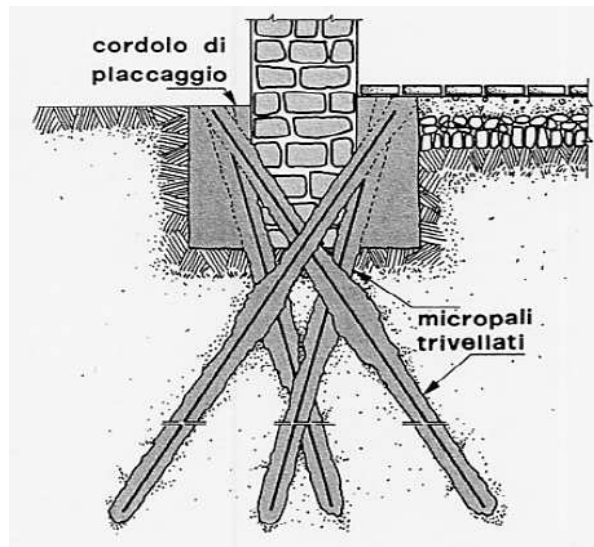


Fig. 7.17 - Sottofondazioni profonde ottenute mediante l'inserimento di micropali trivellati

▪ **Realizzazione di giunti sismici**

È piuttosto frequente, soprattutto nei centri storici, che vi siano edifici in muratura adiacenti o strutturalmente connessi; la realizzazione di giunti sismici può essere opportuna nei casi di edifici con differenti altezze che possono martellare e dar luogo a concentrazioni di danno alla sommità della struttura più bassa.

▪ **Collegamento strutturale**

Può essere realizzato a livello dei solai se:

- i solai sono approssimativamente complanari (figura 7.18);
- il complesso risultante ha caratteristiche di simmetria e regolarità non peggiori di quelle delle due parti originarie.

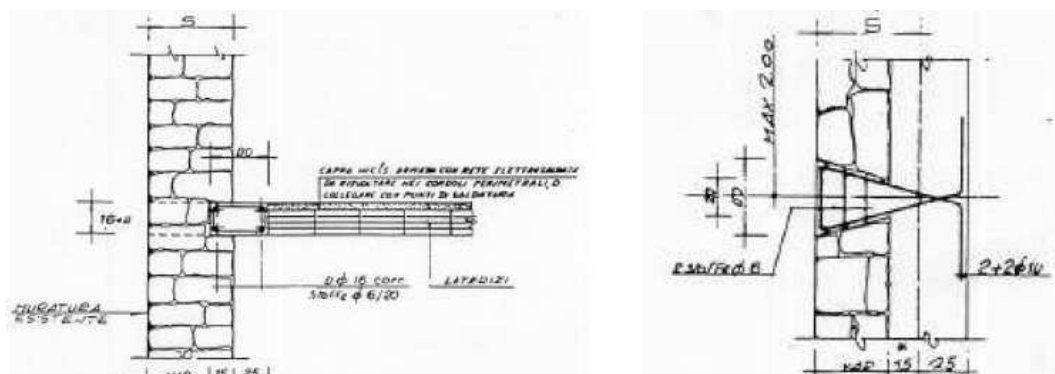


Fig. 7.18 - Particolare di solaio in laterocemento di nuova costruzione su muratura esistente; sezioni verticale e orizzontale (in diversa scala) con ancoraggio “a coda di rondine”







# Bibliografia

## Riferimenti bibliografici essenziali e normative di riferimento

1. G. Del Piero: "Le costruzioni in muratura" - CISM Udine
2. E. Giangreco: "Ingegneria delle strutture" - (3 volumi) - UTET
3. Autori Vari: "Manuale di ingegneria civile" - vol. 2 (3<sup>a</sup> edizione) - Zanichelli / Esac
4. G. Righetti - L. Bari: "L'edificio in muratura" - Consorzio Poroton / B.I.N.
5. L. Boscotrecase - F. Piccarreta: "Edifici in muratura in zona sismica" - Flaccovio Editore
6. A. Pasta: "Restauro conservativo e antisismico" - Flaccovio Editore
7. F. Iacobelli: "Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica" - (6<sup>a</sup> edizione) - EPC Libri
8. A.W. Hendry: "Statica delle strutture in muratura di mattoni" - Patron Editore Bologna
9. A.W. Hendry - P.B. Sinha - S.R. Davies: "Progetto di strutture in muratura" - Pitagora Editrice Bologna
10. A. Giuffr : "Lecture sulla meccanica delle murature storiche" - Kappa / Protagon
11. M.A. Pisani: "Consolidamento delle strutture - Guida ai criteri, ai materiali e alle tecniche pi  utilizzati" - Hoepli
12. C. Modena - F. Pineschi - M.R. Valluzzi: "Valutazione della vulnerabilit  sismica di alcune classi di strutture esistenti. Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo" - CNR-GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) - Roma 2000
13. L. Binda: "Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione" - CNR-GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti) - Roma 2000
14. L. Binda - A. Saisi - A. Anzani - C. Tiraboschi: "Progetto di indagini per la diagnosi e metodi per il controllo dell'intervento" - Libreria Cortina Editrice Padova
15. P. Spinelli: "Introduzione ed analisi di edifici in muratura" - Arezzo 2009
16. I. Clemente: "Strutture in muratura" - Corso di Progetto di Strutture - Facolt  di Ingegneria - Universit  degli Studi di Trieste - a.a. 2009-'10
17. G. Monti: "Valutazione dello stato di fatto ed adeguamento" - Ordinanza 3431/05 - Edifici esistenti (cap. 11)

18. E. Agneloni - G. Celestini: "Compositi FRP - Linee guida per il rinforzo strutturale" NCT Global Media Editrice Perugia
19. N. Tullini: "Prove su strutture di muratura" - Tratto dal corso di aggiornamento sul tema: "Riabilitazione strutturale delle opere civili" - Reggio Emilia 2001
20. A. Anzani - L. Cantini: "Indagini soniche: metodo ed esempi pratici" - Diagnostica e consolidamento - Politecnico di Milano
21. A. Anzani - L. Cantini: "Indagini tramite martinetti piatti: valutazione dello stato di sforzo e delle caratteristiche tenso-deformative della muratura" - Diagnostica e consolidamento - Politecnico di Milano
22. D. Nanetti: "Analisi multilivello di strutture in muratura" - Tesi di Laurea presso la Facoltà di Ingegneria (dip. DISTART) Università degli Studi di Bologna - a.a. 2008-'09
23. Regione Toscana - Ufficio Tecnico del Genio Civile (Area vasta Firenze, Arezzo, Prato, Pistoia): "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti" - Comitato Tecnico Scientifico in materia di rischio sismico (Delibera Giunta Regionale n. 606 del 21/06/2010)
24. Manuale AeDES - GNDT-SSN (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti e Servizio Sismico Nazionale) per una "Classificazione della muratura in pietra"
25. Armoshield®: "Tecnologia di rinforzo strutturale con materiali compositi FRP in carbonio, vetro, aramide" - Documentazione tecnica (2007)

## **Normative di riferimento**

- D.M. 14/01/2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC2008"
- Circolare 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008
- Eurocodice 6: "Progetto di strutture in muratura" - Parte 1-1: "Regole generali per gli edifici - Regole per murature armate e non armate"; Parte 3: "Metodi di calcolo semplificati e regole semplici per strutture murarie"
- D.M. 20/11/1987: "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"
- Circolare LL.PP. 04/01/1989: "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento"

- CNR-DT 200/2004 13/07/2004: “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il Controllo di interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”