

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

**CAP. 13 - ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO PER
GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA
(C.9.5, C.9.8, C.9.9, C.9.10, All. 3 alla Circ.LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)
(Mauro Mezzina, Calogero Dentamaro)**

SOMMARIO

13.1. Generalità	13.3
13.2. Esame delle prescrizioni di norma	13.5
13.2.1. Interventi di adeguamento (C.9.5.)	13.5
13.2.2. Interventi di miglioramento	13.18
13.2.3. Provvedimenti tecnici di intervento (punto C.9.8. e Appendice 3 della Circolare Ministeriale)	13.21
13.3. Commenti e miglioramenti possibili	13.37
13.4. Esempio di applicazione – Verifica di un edificio storico sottoposto ad adeguamento sismico	13.40
13.4.1. Verifiche locali	13.45
13.4.2. Verifiche globali	13.49
13.5. Conclusioni	13.57
13.6. Bibliografia	13.59

**CAP. 13 - ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO PER
GLI EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA
(C.9.5, C.9.8, C.9.9, C.9.10, All. 3 alla Circ.LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)
(Mauro Mezzina, Calogero Dentamaro)**

13.1. GENERALITA'

La più corretta ed efficace applicazione delle norme riguardanti l'adeguamento e miglioramento degli edifici in muratura ordinaria passa attraverso una meticolosa conoscenza dell'opera oggetto dell'intervento. Dando per scontato che ci si riferisce a tutte le costruzioni in muratura, monumenti ed edifici storici compresi, la "conoscenza dell'opera" va intesa in senso lato e non limitata soltanto allo studio delle condizioni e delle caratteristiche dei vari elementi che vanno a formare la costruzione stessa. Infatti l'intervento tecnico deve mirare in ogni caso a "salvare" il manufatto lasciando ad esso la "propria dignità", operando nel rispetto della sua storia, del suo valore e significato architettonico e della sua funzione all'interno del contesto urbanistico; lasciando inalterati, oltre che i "rapporti di confidenza" con il terreno su cui sorge, le caratteristiche costruttive dal punto di vista tipologico, con tutti i materiali che le definiscono.

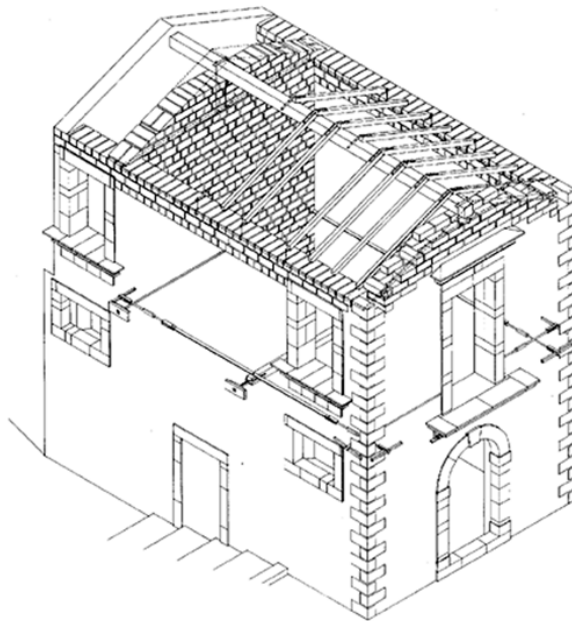


Fig. 13.1 - Provvedimenti tecnici per l'adeguamento sismico (7).

Al di là di quelli che possono essere gli indirizzi tecnici in ordine alla scelta del tipo di intervento da adottare, è convinzione ormai radicata in tutti che il più delle volte il danno arrecato ai manufatti dagli interventi di "messa a norma" è più pernicioso di quello prodotto dallo stesso evento sismico. Così come rimane opinione generale che il perseguire per una costruzione il raggiungimento della sicurezza sismica prescindendo dalla conoscenza di tutti i parametri storici che la caratterizzano, può condurre a fornire all'opera condizioni di disagio statico non più reversibile.

L'esigenza, così fortemente sentita ed espressa nelle considerazioni precedenti, di acquisire un "feed-back" di conoscenze sull'opera oggetto dell'intervento, si pone altresì alla base di considerazioni rivolte ad aspetti del problema tutt'altro che trascurabili e che riguardano l'effettiva fattibilità di un programma destinato al recupero ed al miglioramento di un patrimonio, quello degli edifici in muratura esistenti sul territorio nazionale, assai cospicuo e di notevole interesse.

La prima considerazione riguarda l'aspetto politico-economico di tutta la problematica. In un Paese, come quello italiano, sempre in "apnea" per le esigue risorse economiche disponibili, sia pubbliche che private, risulta estremamente punitivo produrre un intervento tecnico che non abbia la connotazione di un'efficacia assoluta e per tanto meno costoso: è finanche banale infatti l'equazione intervento errato uguale risorse sprecate.

L'altra considerazione riveste l'aspetto meramente tecnico del problema. Lo studio delle caratteristiche sismologiche della zona, la ricerca accurata sulla tipologia edilizia adottata, associata alla conoscenza delle successive trasformazioni che l'hanno accompagnata nel tempo, l'indagine sulle modalità costruttive seguite, completata dalla individuazione dei vari materiali impiegati ed il loro stato di conservazione, sono motivi essenziali per poter impostare la definizione di un modello statico nell'applicazione dei nuovi insegnamenti dell'ingegneria strutturale, al fine di verificare la effettiva crescita del livello di sicurezza della costruzione a seguito dell'intervento migliorativo. E questo, al di là dell'opportunità di orientarsi verso una determinata tecnica di intervento, piuttosto che verso un'altra, va fatto ancor prima di decidere, ad esempio, se modellare un intervento passivo (risarcitura) ovvero uno attivo (catena).

L'approccio al problema delineato con tali considerazioni, conduce all'adozione di un intervento da qualcuno descritto come "intelligente", nel senso che da esso può derivare alla costruzione, anche quella di interesse storico e/o artistico, un effettivo miglioramento sia statico che conservativo, sia estetico che "conveniente", risolvendo ogni tipo di esigenza: di sicurezza, nel caso generale, e di tutela del bene, nel caso di manufatto con impronta culturale. D'altra parte qualcuno rimanda giustamente l'applicabilità di tali interventi alla disponibilità di tecnici assolutamente affidabili, invocando un'alta professionalità per la loro realizzazione. Rimane certa, in ogni caso, una cosa e cioè che l'intervento sulle murature esistenti, perfezionato al fine di ridurre il rischio sismico, esige la disponibilità di una "preparazione culturale" a tutti i livelli, fatta di pianificazione seria e competente, di competenze professionali, di provata sensibilità verso il particolare tipo di problema.

Le norme riguardanti gli interventi sugli edifici esistenti sono contenute nella parte C.9 del D.M. 16/1/96 ([1]). In particolare, gli interventi di adeguamento e di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria e che costituiscono l'oggetto del presente capitolo, si ritrovano nei punti C.9.5 e C.9.8 dello stesso Decreto. Inoltre la Circolare del 10/04/97 (16), che riporta le istruzioni per l'applicazione delle stesse norme, nell'Allegato 3 fornisce le indicazioni sulle possibili tecniche di intervento per gli stessi edifici in muratura.

Oltre alle norme contenute nel D.M. 16/01/96, gli orientamenti sugli aspetti procedurali e metodologici degli interventi di adeguamento e di miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria sono forniti dagli strumenti normativi già richiamati nel Cap. 1 di questo Commentario.

Alle norme precedenti possono essere aggiunte le raccomandazioni riportate di seguito (4, 8), che sono di indubbio interesse per rilevare gli elementi fondamentali relativi agli interventi sugli edifici in muratura di interesse storico-artistico.

Raccomandazioni relative agli interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche. - Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, giugno 1986 / Atti del 1 Seminario di Studi; a protezione del patrimonio culturale, La questione sismica, Istituzioni e ricerca universitaria, Venezia, aprile 1987.

Direttive per la redazione ed esecuzione di progetti di restauro comprendenti interventi di "miglioramento" antisismico e "manutenzione", nei complessi architettonici di valore storico-artistico in zona sismica. - Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, luglio 1989.

È infine da segnalare che tutto il quadro normativo relativo agli edifici murari in zona sismica va armonizzato con quanto prescritto dal D.M. 20/11/87 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento" (5), dato che tale decreto è esplicitamente richiamato al punto C.5.1 (Regole generali) delle norme sismiche, "ove non in contrasto con esse".

13.2. ESAME DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Per gli edifici esistenti viene rimosso “l’obbligo del rispetto” delle norme relative alle nuove costruzioni (C.9.0). L’esigenza di stabilire per le “vecchie” costruzioni, in particolare per quelle di muratura, norme “ad hoc”, deriva dalla consapevolezza di dover analizzare un aspetto assai specifico del problema, la cui particolarità è definita da una serie di elementi quali ad esempio la caratteristica dei materiali impiegati, il loro effettivo stato di conservazione, i particolari sistemi strutturali e costruttivi adottati, la storia dei carichi, eventi sismici compresi, che ha accompagnato la costruzione nella sua vita.

13.2.1. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO (PUNTO C.9.5)

L’esame delle prescrizioni contenute in tale punto dev’essere preceduto da quanto previsto dalle norme in riferimento alle definizioni, al progetto esecutivo, ai provvedimenti tecnici di intervento, al collaudo.

Già dalla definizione dell’intervento di adeguamento (Fig. 13.1), inteso come “*l’esecuzione di un complesso di opere sufficienti per rendere l’edificio atto a resistere alle azioni sismiche definite ai punti C.9.5.3,*” (C.9.1.1) appare evidente il proposito della norma di “guidare” l’adozione di un intervento: ne stabilisce il punto di partenza, le azioni sismiche, definite nel nostro caso dal punto C.9.5.3, ed indica tutti i casi (C.9.1.1.a, b, c, d) in cui l’opera dev’essere “adeguata” agli eventi sismici; si fornisce in altri termini la indicazione del livello di sicurezza da affidare all’edificio oggetto di trasformazione sia dal punto di vista distributivo che da quello strutturale.

La realizzazione di un intervento deve avere come base un progetto esecutivo corredato da una relazione tecnica con gli eventuali calcoli per la verifica sismica. Non è escluso che tale verifica possa non essere del tipo semplificato, volta cioè all’accertamento dell’esistenza dei requisiti costruttivi previsti nei punti C.5.1 e C.5.2, così come non si esclude che la verifica sismica accerti che l’edificio possieda già il grado di sicurezza voluto dalla norma, fatto importante che esclude la necessità di intervenire con provvedimenti di adeguamento. A tali conclusioni, essenziali dal punto di vista operativo, si giunge eseguendo una serie di operazioni progettuali indicate al punto C.9.2.3, nonché studiando l’organismo edilizio al fine di stabilire i criteri per la scelta del tipo di intervento (C.9.2.4). Rimane comunque fondamentale, come strategia progettuale antisismica, l’individuazione delle possibilità di produrre sull’edificio modifiche a tutti i livelli perché, da una parte, siano ridotti gli effetti sismici e, dall’altra, risulti aumentata la resistenza strutturale. Nel punto C.9.3 le norme forniscono l’indicazione di tali possibilità, chiamate “provvedimenti tecnici di intervento”.

Infine, per quanto riguarda il collaudo, è opportuno che la sua esecuzione avvenga *sempre* in corso d’opera, e non *preferibilmente* come la Norma prescrive, in considerazione dell’estrema delicatezza e dell’incertezza proposte in generale dall’intervento su murature esistenti.

Schema strutturale (punto C.9.5.1)

La definizione del modello strutturale dell’edificio costituisce la parte cruciale di tutta la progettazione sismica: prevedere un certo tipo di comportamento senza preoccuparsi che la realizzazione dell’opera sia improntata alle caratteristiche riportate nella modellazione, può rivelarsi, infatti, estremamente pericoloso; e se per le costruzioni nuove tale corrispondenza può ottenersi abbastanza agevolmente, per gli edifici esistenti la formulazione del modello diventa estremamente difficoltosa, specie se si tiene conto del numero esiguo degli schemi strutturali proponibili per le costruzioni in muratura.

La Norma infatti impone che “*Il progetto degli interventi di adeguamento deve basarsi su uno schema strutturale resistente all’azione sismica che deve ragionevolmente rispettare la situazione effettiva della costruzione, tenuto conto del suo comportamento globale; deve comunque essere assicurato un comportamento di tipo scatolare del complesso della struttura.*”.

“Debbono inoltre prevedersi incatenamenti perimetrali in corrispondenza di ogni orizzontamento, compresi quelli a livello di piano terra, di sottotetto e di imposta del tetto stesso.”

“Infine, per tutte le strutture spingenti deve provvedersi all’assorbimento delle relative spinte.”(C.9.5.1) Al fine di assicurare il comportamento di tipo scatolare al quale la norma fa riferimento, è necessario che gli orizzontamenti abbiano un’adeguata rigidezza nel loro piano e un buon collegamento con i maschi murari. È opportuno altresì che in tal caso i setti murari non siano eccessivamente distanziati e che abbiano una snellezza ridotta.

“Si deve accertare l’efficacia dei collegamenti tra solai e pareti e delle pareti tra di loro. Qualora nello schema si faccia affidamento sulla ripartizione delle forze orizzontali agenti ad un dato livello tra i diversi setti murari, va accertata l’efficacia dei solai a costituire un diaframma orizzontale rigido.”

“Per ciascuna parete si considerano in genere separatamente le azioni ad essa complanari e quelle normali.”

“Le azioni complanari alle pareti vanno valutate tenendo conto della redistribuzione operata dai solai solo se questi presentano rigidezza nel loro piano e buon collegamento con i muri.”

“Nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti, queste si considerano vincolate ai solai ed alle pareti solo se è accertata l’efficacia dei collegamenti.” (C.9.5.1)

In buona sostanza si è consapevoli del fatto che, specie per edifici esistenti, la costruzione, costituita da pochi elementi strutturali semplici (muri, solai o volte, tetti...), è tenuta insieme da connessioni il cui funzionamento è spesso incerto: è proprio il mancato funzionamento di tali connessioni che nella maggior parte dei casi provoca la crisi dell’edificio e la sua rovina (Fig. 13.2).

È quindi opportuno definire le caratteristiche del modello di calcolo che più coglie le modalità di comportamento della compagine strutturale in funzione della mutua articolazione dei vari elementi costituenti la fabbrica (6).

Semplificando e schematizzando, si può asserire che tale comportamento è associato a due diverse modalità di danno. Il primo modo di danno prevede la crisi dei maschi per carichi agenti in direzione ortogonale al loro piano medio. Se tale rischio è superato, il carico viene trasferito sugli elementi paralleli all’azione sismica, elementi che, esplicando l’azione controventante richiesta, garantiscono l’equilibrio globale della fabbrica mediante sforzi contenuti nel loro piano; si innesca così il secondo modo di danno, associato a lesioni che tagliano diagonalmente la singola parete.

In termini più espliciti, il modello che è generalmente proposto in funzione di questo duplice comportamento, prevede la determinazione separata delle sollecitazioni sulla generica parete per carichi normali al piano e contenuti nel piano. In particolare, è da notare che la risposta del generico maschio a forze normali al suo piano medio, non risente del comportamento d’assieme della scatola muraria, a causa della trascurabile entità della rigidezza traslazionale della parete stessa per deformazione fuori del piano rispetto a quella nel piano. In tal caso, quindi, l’analisi dell’elemento è svolta in sede “locale”, configurando le connessioni con la rimanente parte della fabbrica a guisa di “cerniere cilindriche”.

L’equilibrio dell’edificio nel suo complesso è assicurato, poi, dall’azione controventante esplicata dai maschi attraverso il loro comportamento reattivo nel piano. La determinazione delle sollecitazioni conseguenti a tale funzionamento è da effettuare, quindi, in funzione dell’articolazione globale dell’edificio, nonché delle modalità di ripartizione dei carichi sismici legata alla natura ed efficacia delle chiusure di piano.

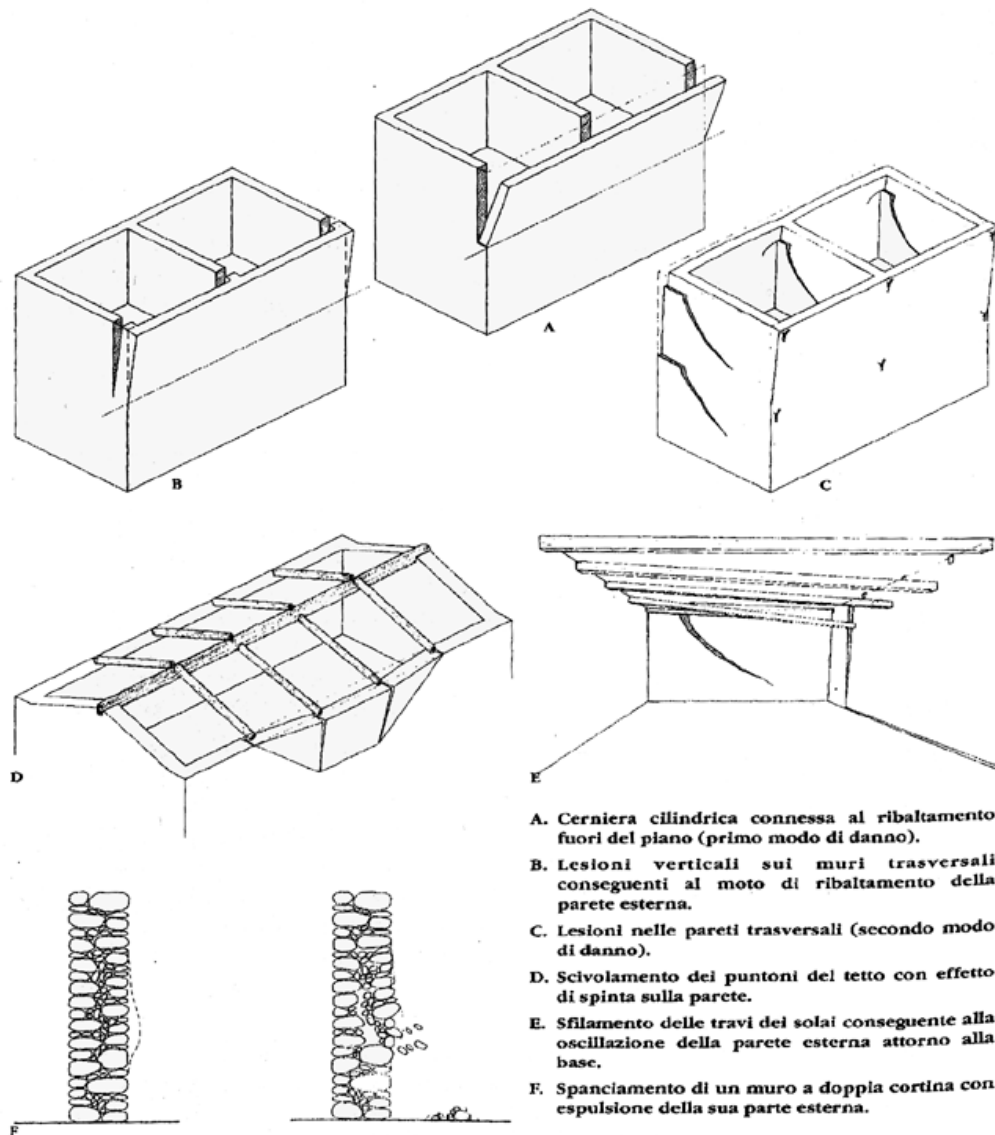


Fig. 13.2 - Modi di danno prevedibili (7).

Accettando tale schematizzazione è possibile distinguere due fasi diverse nel calcolo di verifica, a ciascuna delle quali sono associati opportuni schemi statici atti a cogliere gli aspetti fondamentali del comportamento. Si ottengono in tal modo gli schemi strutturali che occorre adoperare per valutare le sollecitazioni:

- a) sulla singola parete ed in direzione normale ad essa (*schema strutturale "locale"*);
- b) sull'intera compagine strutturale nella sua globalità, al fine di ricavare le sollecitazioni nel piano della generica parete (*schema strutturale "globale"*).

a) *Schema strutturale "locale"*

In questo primo caso la valutazione dello stato di sollecitazione può essere effettuata determinando la risposta della singola parete, vincolata ai diversi impalcati se essi sono in grado di fornire tale vincolo, ed alle pareti ortogonali di bordo: lo schema che ne deriva è quindi quello di piastra inflessa vincolata ai bordi.

Se i vincoli laterali sono inefficaci perché inesistenti o se le pareti ortogonali di bordo sono troppo distanti l'una dall'altra, il comportamento bidirezionale della parete si annulla e la stessa può essere studiata attraverso un

modello monodimensionale a trave. L'esistenza dei vincoli ai diversi impalcati determina in tal caso lo schema strutturale di trave continua.

Infine, laddove si ritiene non realistica l'ipotesi di continuità della parete tra una tesa e la successiva, si può effettuare l'analisi anche isolando la generica tesa e ipotizzandola vincolata con semplice appoggio ai solai di bordo. Tale ultimo schema, detto "dell'articolazione" ed esplicitamente richiamato dal D.M. 20/11/87, è completato dalle sollecitazioni derivanti alla parete dalle eccentricità di applicazione degli scarichi degli elementi posti superiormente, nonché da ulteriori eccentricità "accidentali". È lo schema più comunemente adoperato per l'analisi locale, in quanto il valore delle sollecitazioni è determinato in maniera isostatica e prescinde quindi dalle non-linearità presenti nel comportamento della parete, non-linearità che influenzerebbero le sollecitazioni ricavate su schemi di calcolo iperstatici.

Sempre nell'ambito dello schema dell'articolazione, un'alternativa al calcolo appena illustrato, particolarmente adatta all'analisi di edifici storici (7), schematizza la risposta della parete ipotizzandola divisa all'atto del collasso in due blocchi rigidi sovrapposti, separati da una lesione orizzontale (Fig. 13.29). La posizione della lesione, non nota a priori, è determinata dalla condizione che il moltiplicatore di collasso sia minimo.

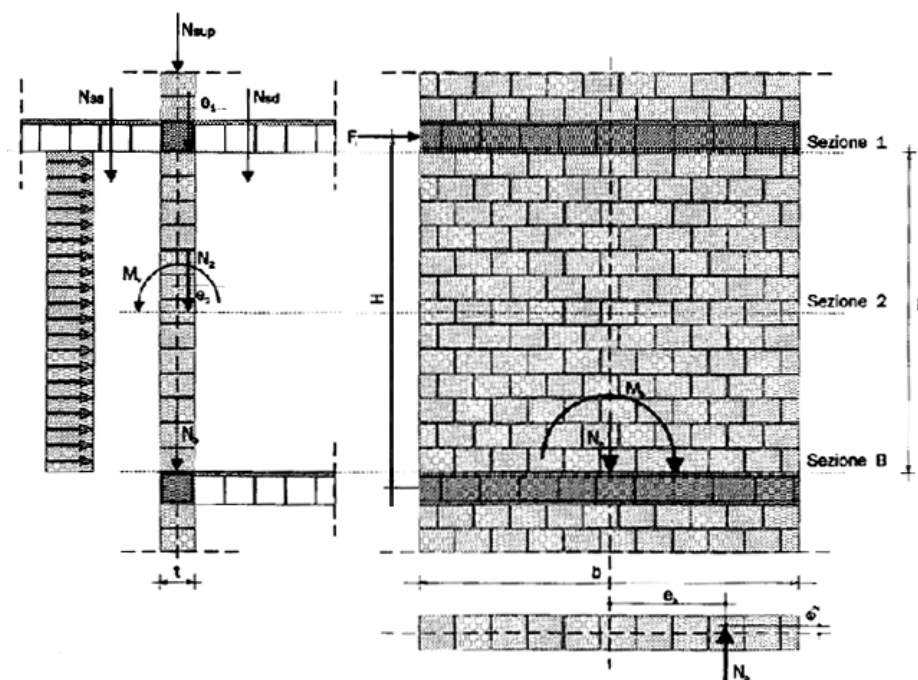


Fig. 13.3 - Azioni orizzontali e verticali nelle verifiche della parete (12).

È infine da segnalare che, nel caso in cui i vincoli di piano non esistano o siano ritenuti inefficaci, la parete è schematizzata come un muro "a gravità" soggetto ad azioni verticali stabilizzanti e orizzontali sismiche (o altro) ribaltanti.

b) Schema strutturale "globale"

La determinazione dello stato di sollecitazione della parete nel suo piano risente invece del comportamento globale della fabbrica muraria. L'approccio da seguire per quest'analisi deve modellare sia il funzionamento degli orizzontamenti, che ripartiscono il carico sismico tra le pareti dell'edificio, sia di ciascuna parete, che deve fornire all'organismo strutturale la funzione controventante.

Per quanto riguarda la capacità di ripartizione dei solai di piano (o delle volte) essa è funzione della rigidezza estensionale di tali elementi. Solitamente, se i solai sono realizzati in latero-cemento, ovvero in acciaio e cappa in calcestruzzo, la loro rigidezza nel piano è sufficientemente elevata, tanto da consentire la modellazione dell'impalcato a "piano rigido". Se invece gli orizzontamenti sono realizzati in legno è solitamente più realistica

una modellazione di tipo “isostatico”, con ripartizione torsionale nulla, a meno che travi, travicelli e tavolato non siano mutuamente solidarizzati in modo tale da impedire la deformazione del solaio nel suo piano. In funzione di queste opposte modalità di trasferimento dei carichi orizzontali sulle pareti controventanti è possibile determinare la risposta dell’edificio (Fig. 13.4).

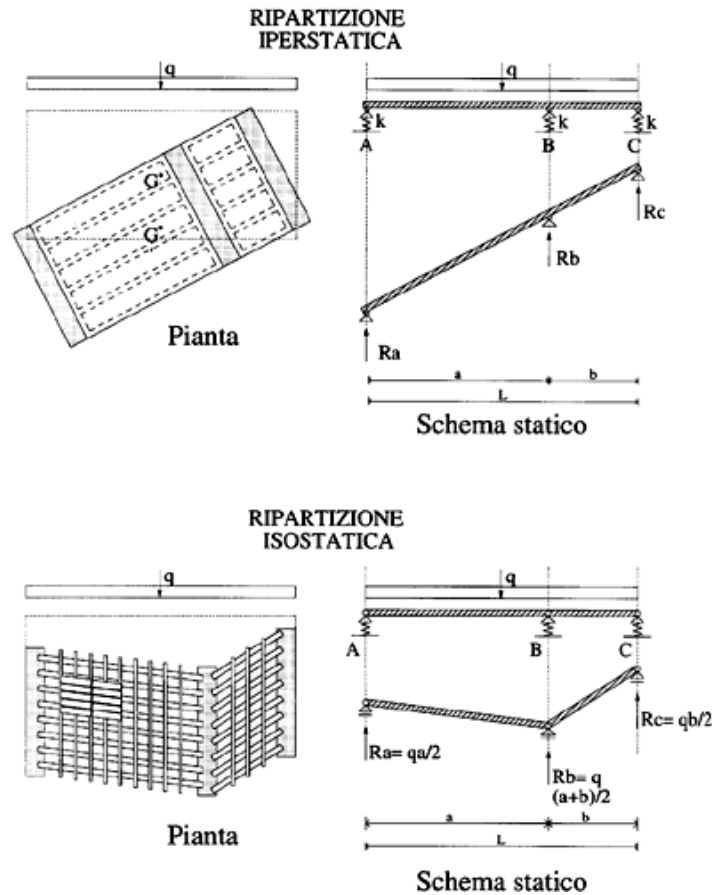


Fig. 13.4 - Ripartizione iperstatica (a piano rigido) e ripartizione isostatica.

È solo il caso di notare che se la ripartizione è iperstatica la reazione assorbita da ciascuna parete dipende dalle rigidità degli elementi controventanti, oltre che dalla disposizione planimetrica degli stessi (equilibrio + congruenza + legge costitutiva evolutiva), mentre se lo schema è isostatico le reazioni sono funzione soltanto della posizione e non variano al variare della rigidità della parete (equilibrio). Ciò implica che al progredire della fessurazione dei maschi in fase post-elastica, i coefficienti di ripartizione dell’azione sismica variano nel caso iperstatico, mentre rimangono immutati nel caso isostatico.

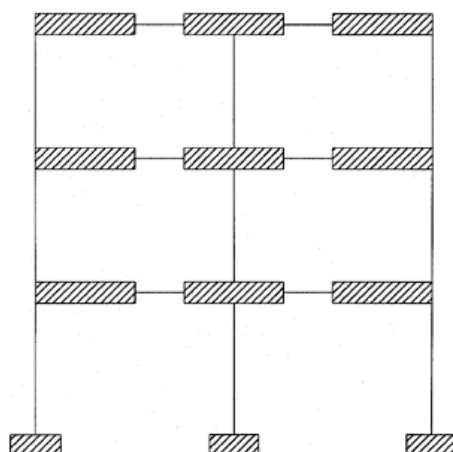


Fig. 13.5 - *Modello di parete forata a telaio con nodi rigidi di dimensione finita.*

Circa la parete muraria, il suo schema statico deve rappresentarne il comportamento nel piano sia da un punto di vista puramente geometrico, che reattivo. Diverse sono le modellazioni proponibili per la sua analisi.

Per edifici di vecchia costruzione, specie nel caso in cui la compagine muraria è costituita da pietrame aggregato in maniera scarsamente efficace, appare realistico fare riferimento ad un'analisi a rottura in funzione di modalità di collasso per attivazione di cinematismo determinato da apertura di lesioni, solitamente individuate sulla base dello stato fessurativo presente sui diversi maschi o su di essi prevedibile. Ciò in alternativa ad analisi in campo elastico con schemi geometrici piani o spaziali, a scheletro o per elementi finiti, la cui utilizzazione può fornire solo indicazioni sul funzionamento della fabbrica per bassi livelli di sollecitazione.

È però da sottolineare che (9), anche a causa della difficoltà insita nella “*esatta*” applicazione di procedimenti di calcolo che adoperano leggi costitutive di tipo non-lineare, un'analisi elastica può fornire un utile aiuto nella valutazione della risposta strutturale, in maniera sicuramente rispettosa dell'equilibrio e certamente a vantaggio della sicurezza. Tale circostanza rende indubbiamente validi modelli di calcolo a risposta lineare, da utilizzare eventualmente in connessione con approcci più sofisticati, per un controllo di massima dei risultati ricavati.

A tal proposito si segnala che particolarmente delicato è il caso delle pareti forate da porte o da finestre. La esatta modellazione della loro risposta pone problemi sia in sede di ripartizione spaziale dell'azione sismica (per ripartizione iperstatica), sia in sede di determinazione delle sollecitazioni sul singolo elemento. Anche per tale problema, l'utilizzazione di modelli semplificati, ad esempio a telaio con nodi rigidi di dimensione finita, consente di valutare le sollecitazioni in maniera generalmente assai vicina a modelli più sofisticati ad elementi finiti.

In ogni caso, la scelta del modello e della legge costitutiva del materiale è da tarare sempre sul particolare problema in esame: per problemi particolarmente complessi l'utilizzo di più approcci in parallelo, con più verifiche incrociate, è sempre garanzia di affidabilità dei risultati.

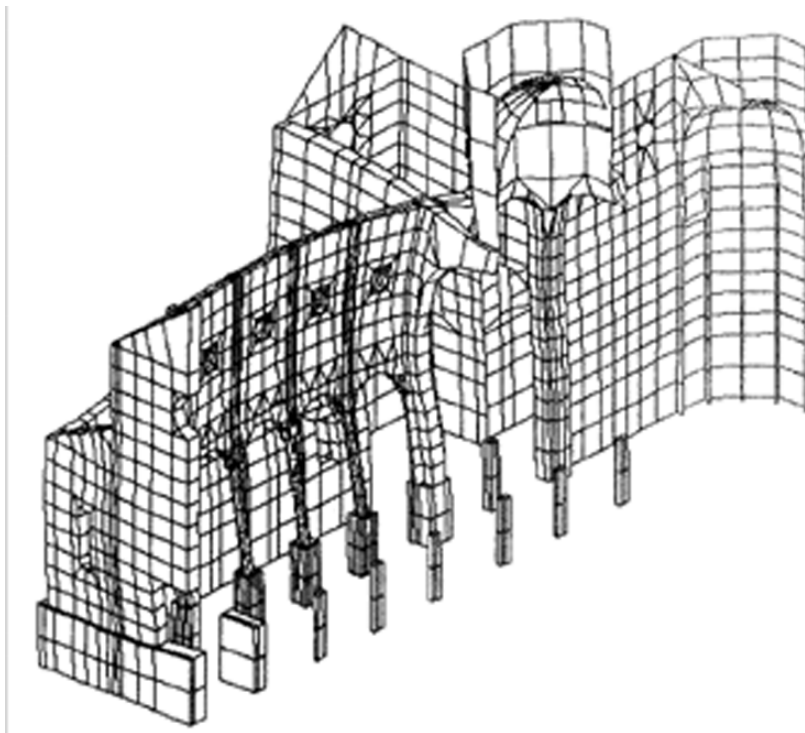


Fig. 13.6 - Esempio di modellazione spaziale con elementi finiti piastra e "brick" (14).

Analisi dei materiali (punto C.9.5.2)

La conoscenza delle caratteristiche della muratura, in quanto materiale costituente edifici in zona sismica, soggetti quindi a forze orizzontali, è acquisita con indagini relative soprattutto alla resistenza alle azioni taglianti. L'operazione si rivela quasi sempre di estrema complessità, in quanto alla caratteristica di eterogeneità del sistema murario, si affiancano difficoltà derivanti principalmente dal prelievo di campioni e dalla effettuazione di prove non distruttive "in situ". Pur tuttavia si deve riconoscere la essenzialità di una precisa individuazione delle proprietà meccaniche del "sistema murario", in quanto da essa discende la valutazione della risposta dell'edificio.

A tal proposito il *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Prima Sezione*, nell'adunanza del 27/2/1992, rispondendo ad un quesito posto dalla Regione Siciliana - Genio Civile di Ragusa, fornisce utili chiarimenti in merito: *"La resistenza della muratura sarà calcolata in relazione alla tipologia, alla qualità ed allo stato di conservazione del sistema murario"* (C.9.5.2).

Infatti nel voto di risposta si asserisce che:

"...La formulazione normativa è fondata sulla consapevolezza che ogni muro è costituito da un assemblaggio di pietre di diverso spessore, secondo una tessitura che obbedisce, o dovrebbe obbedire, a precise regole note ai costruttori di un tempo e documentate in tutti i trattati storici di costruzioni.

Esistono comunque diverse tipologie murarie: in pietra grezza, in pietra squadrata, con ricorsi di mattoni, e via di seguito, e per ognuna di queste le abitudini locali ed i materiali disponibili producono sottospecie che solo l'osservazione diretta ed estesa ad un insieme di opere omogenee permette di individuare e definire. Se il muro è ben costruito, con pietre non troppo piccole e ben ingranate, senza rilevanti vuoti tra l'una e l'altra, si può considerare di buona qualità. Comunque la qualità della malta assume un ruolo tanto più importante quanto meno ingranamento esiste tra le pietre o quanto più esse sono piccole.

La norma affida quindi al progettista il compito di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura con riferimento all'osservazione della realtà di fatto..."

Le semplici regole appena enunciate consentono di affermare che la qualità delle murature dipende anzitutto dalla geometria e dalla disposizione delle pietre che le costituiscono: pietre di dimensioni tali da garantire la monoliticità della compagine muraria costituiscono un segno del buon funzionamento dell'opera. Viceversa, nel caso in cui "l'inerte" è di dimensioni piccole, il collegamento è affidato alla malta che per sua stessa natura, specie negli edifici più antichi, spesso non è in grado di espletare la sua funzione.

Ciò accade specialmente quando il muro è sollecitato da carichi non verticali, quali tipicamente le azioni sismiche, che chiamano in causa meccanismi usualmente non coinvolti: è proprio in tal caso che il muro denuncia tutta la sua intrinseca debolezza.

In Fig. 13.7 è riportato, a titolo puramente esemplificativo, un abaco di murature "storiche" in elementi naturali, tratto da (7); in tale abaco la qualità del materiale è valutata in funzione dell'articolazione dell'ingranamento e delle dimensioni degli inerti.

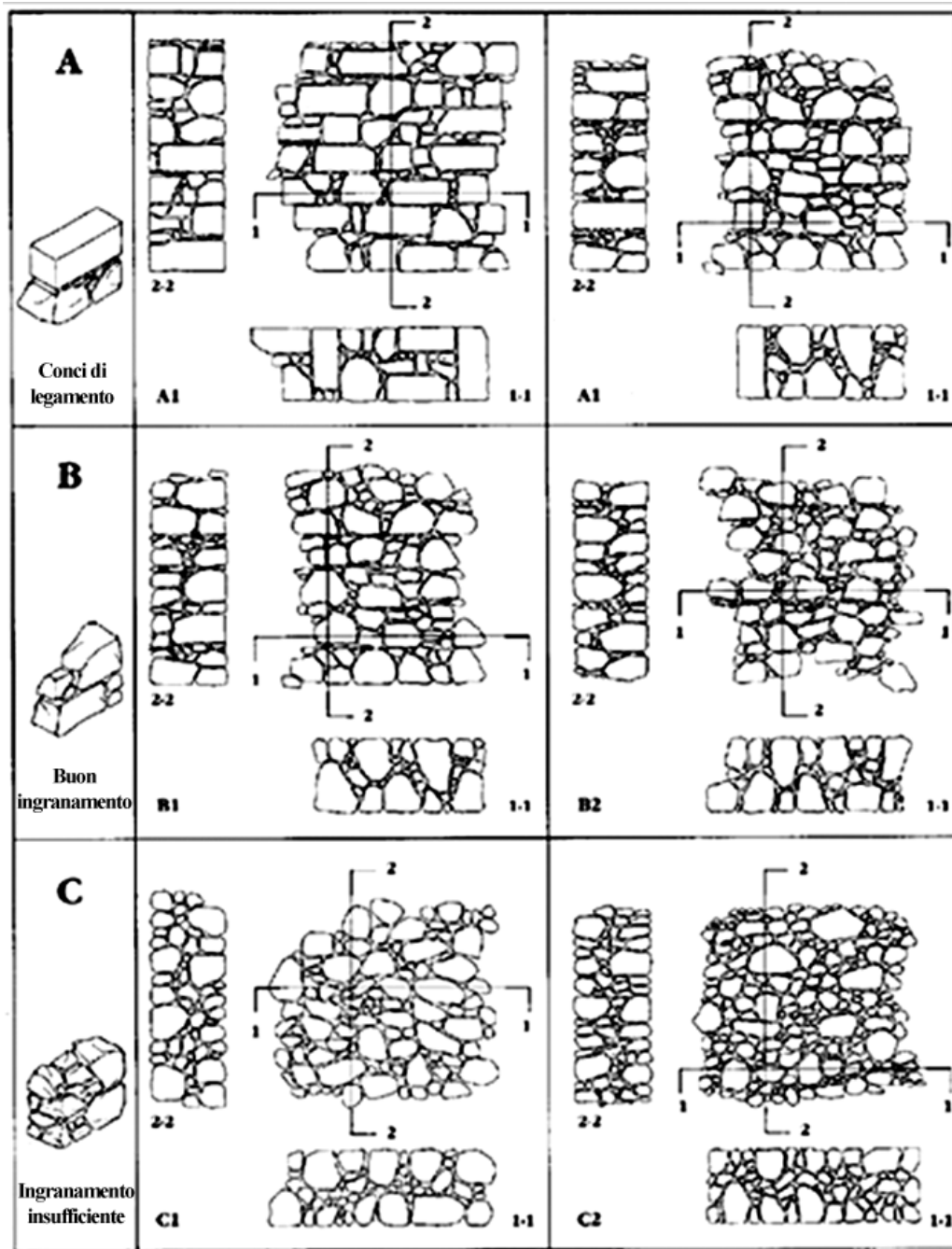


Fig. 13.7 - Murature in pietrame (7).

Verifica sismica (punto C.9.5.3)

Sulla base delle modellazioni proposte a livello “locale” e “globale”, è possibile effettuare le verifiche della compagine muraria nei suoi vari elementi e connessioni.

A tal proposito è anzitutto necessario sottolineare quanto asserito dalla Circolare Ministeriale circa la verifica agli stati limite ultimi di resistenza, applicati al caso in esame:

“Come già evidenziato nel precedente paragrafo C.5.2, per i “vecchi” edifici in muratura non deve applicarsi il coefficiente γ_E di cui al punto B.8 delle norme, in quanto l’azione sismica risulta compiutamente definita dal

paragrafo C.9.5.3". Pertanto, in tutte le verifiche successive le sollecitazioni saranno ottenute sommando quelle derivanti dai carichi sismici, così come definiti al punto C.9.5.3, con tutte le altre ottenute con riferimento alla combinazione espressa in forma convenzionale al punto B.8.2.

1. - Verifica "locale"

In questo caso "L'azione sismica ortogonale alla parete è rappresentata da un carico orizzontale distribuito, pari a βC volte il peso della parete e da forze orizzontali concentrate pari a βC volte il carico trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano su di essa, se questi non sono efficacemente collegati a muri trasversali. Si terrà conto dei vincoli della parete con i muri trasversali e con i solai solo in quanto efficaci.

L'effetto flessionale dell'azione sismica ortogonale alla parete può essere valutato nell'ipotesi di comportamento lineare a sezione interamente reagente" (C.9.5.3).

In tale verifica, condotta sempre nella logica degli stati limite, oltre ai carichi sismici applicati in corrispondenza delle quote delle masse in gioco, occorre sommare anche tutte le altre azioni opportunamente amplificate secondo quanto prescritto al punto B.8.2. A tal fine è opportuno far notare che nelle diverse combinazioni di carico i coefficienti γ vanno posti al valore massimo o al valore minimo a seconda che il loro effetto sia a svantaggio o a vantaggio della sicurezza.

Operando secondo la logica su esposta le verifiche locali devono seguire lo schema di calcolo riportato di seguito:

- 1 - verifica al ribaltamento di un'intera parete o di una sua parte, se in presenza di vincoli di piano inefficaci;
- 2 - verifica per rottura orizzontale della generica tesa tra due orizzontamenti vincolanti successivi.

La prima circostanza è da prendere in considerazione quando, in assenza di vincolo di piano o con vincolo insufficiente, un'intera parete o una sua parte perdono l'equilibrio. In questo caso la modellazione di calcolo che sembra più opportuno seguire è quella che considera le varie tese di muratura, soggette ai carichi verticali stabilizzanti e alle forze d'inerzia ribaltanti, come blocchi rigidi sovrapposti, vincolati trasversalmente alle eventuali connessioni esistenti.

La verifica segue lo schema riportato di seguito:

1.1. - Verifica al ribaltamento

- a) valutazione dei carichi verticali agenti sulla parete, conformemente alle combinazioni di carico previste al punto B.8.2 del D.M. 16/01/96, applicati con le eccentricità convenzionali normative (punto 2.2.1. del D.M. 20/11/87). Se i carichi accidentali sono stabilizzanti, il loro moltiplicatore deve assumere il valore minimo;
- b) determinazione dei carichi orizzontali ribaltanti al loro valore nominale ($C \beta = 1$): è da notare che, qualora sulla parete insista anche il carico orizzontale trasmesso dai solai non efficacemente collegati a muri trasversali, il sovraccarico accidentale sugli stessi non va moltiplicato per alcun coefficiente riduttivo s ;
- c) valutazione del moltiplicatore di collasso che determina il ribaltamento della parete o di una sua parte, come rapporto tra il momento stabilizzante e il momento ribaltante nominale ($C \beta = 1$):

$$\lambda = M_S / M_R;$$

- d) la verifica è soddisfatta se $\lambda \geq C \beta$: in questo caso non è necessario effettuare alcuna ulteriore verifica sulla parete; occorre comunque adeguare l'edificio realizzando i vincoli di piano inesistenti o inefficaci per ottenere la scolarità della fabbrica muraria;
- e) se $\lambda < C \beta$ la parete ribalta sotto i carichi normativi, per cui i vincoli di piano vanno opportunamente dimensionati per impedire tale ribaltamento; inoltre la parete va verificata nella nuova situazione ottenuta dopo la realizzazione dei vincoli di piano.

1.2. - Verifica per rottura orizzontale della generica tesa

Il secondo tipo di verifica locale tende ad accertare che in presenza di vincoli di piano attivi, la risultante delle pressioni all'interno del solido murario non esibisca mai un'eccentricità tale da condurre al superamento della tensione massima di compressione al lembo schiacciato. Essa è quindi associata all'apertura di lesioni orizzontali che insorgono tra due piani successivi per "spanciamento" del maschio murario.

Facendo riferimento agli schemi statici già suggeriti, è possibile istituire due diverse modalità di verifica:

1.2.1 - verifica per trasformazione in cinematismo (7);

1.2.2 - verifica "convenzionale" secondo il D.M. 20/11/87.

1.2.1. - Verifica per trasformazione in cinematismo

- a) divisione della tesa in esame in due blocchi rigidi sovrapposti attraverso l'attivazione di una lesione orizzontale, la cui posizione è assunta come incognita del problema;
- b) valutazione dei carichi verticali agenti sui due blocchi, con le rispettive eccentricità (v. punto 1.1.a);
- c) determinazione dei carichi orizzontali al loro valore nominale ($C \beta = 1$);
- d) determinazione del moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali λ : poiché il suo valore dipende dalla posizione della lesione orizzontale, esso è determinato parametricamente in funzione di questa incognita;
- e) il valore effettivo di λ si ottiene imponendo che esso assuma il valore minimo al variare della posizione della lesione;
- f) se $\lambda \geq C \beta$ la verifica è soddisfatta e la parete è sicura sotto i carichi di progetto, a patto che i vincoli forniscano l'azione richiesta dallo schema;
- g) se $\lambda < C \beta$ la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che riporti il livello di sicurezza dell'elemento a quello richiesto dalla norma.

1.2.2. - Verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87

- a) valutazione dei carichi verticali agenti sulla parete, con le eccentricità convenzionali normative (v. punto 1.1.a);
- b) determinazione dei carichi orizzontali sismici affetti dal moltiplicatore C ;
- c) analisi delle sollecitazioni secondo lo schema prescelto e determinazione delle eccentricità risultanti: e_1 nella sezione di sommità ed e_2 nella sezione di mezzeria; dei coefficienti di eccentricità m_1 ed m_2 ($m_1 m_2 \leq 2$); della snellezza della parete $\rho h / t$; dei coefficienti di riduzione Φ_1 e Φ_2 ;
- d) valutazione dello sforzo verticale limite $f_d \Phi A$ (A = area della sezione trasversale del muro);
- e) se lo sforzo verticale di calcolo N_d è minore o uguale di $f_d \Phi A$, la verifica è soddisfatta;
- f) se $N_d > f_d \Phi A$ la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che riporti il livello di sicurezza dell'elemento a quello richiesto dalla norma.

Rimandando al paragrafo applicativo per i dettagli algoritmici delle diverse procedure di verifica, è solo opportuno notare che è consigliabile, specie per edifici esistenti, effettuare entrambe le verifiche in parallelo.

Occorre inoltre notare che le diverse verifiche vanno effettuate per tutte le combinazioni di carico possibili.

2. - Verifica globale

Scongiurato "localmente", per tutti gli elementi, il pericolo di rottura per azioni fuori del piano, è possibile passare a valutare il comportamento d'insieme dell'edificio, attraverso un procedimento di verifica globale della scatola muraria, effettuato sempre allo stato limite ultimo.

Il primo passo di questa seconda fase consiste nel valutare l'efficacia di apparecchi locali (catene, tiranti, cordoli...) o di interi orizzontamenti nel chiamare in causa le pareti di controvento, che, con azioni contenute nel piano, hanno il compito di resistere alla forza sismica.

Questa verifica può essere superflua nel caso di orizzontamenti a resistenza estensionale molto elevata, quali ad esempio i solai in latero-cemento o le solette in c.a. Essa è invece di un certo interesse quando il collegamento mutuo avviene mediante catene e tiranti. Questi elementi, quali veri e propri “controventi di piano”, vanno verificati per gli sforzi che insorgono nel trasferimento dei carichi orizzontali ai maschi controventanti. Una volta verificata la capacità dei collegamenti di piano ad espletare la loro funzione, è necessario passare ad esaminare il comportamento limite delle pareti verticali per accertarne l’idoneità ad assorbire le azioni orizzontali contenute nel piano.

In questo caso il superamento della resistenza limite introduce un ulteriore tipo di danno, consistente nell’attivazione di modalità di collasso che variano a seconda dei parametri geometrici e meccanici in gioco. Tipiche modalità di crisi in tale situazione sono:

- rottura per taglio-scorrimento, caratterizzata da dislocazione orizzontale della parete in corrispondenza dei giunti di malta, attivata per un basso livello del carico verticale;
- rottura per fessurazione diagonale, associata ad un valore elevato della tensione principale di trazione, che, raggiungendo la resistenza della muratura, innesca la rottura nella direzione delle isostatiche di compressione;
- rottura per flessione (ribaltamento), caratterizzata dal raggiungimento della tensione di plasticizzazione nelle fibre più compresse della sezione di base della parete.

Il collasso, che si attiva solitamente per intensità sismiche elevate, è quasi sempre non rovinoso: le lesioni possono raggiungere larghezze dell’ordine di centimetri senza che si producano pericolose perdite di equilibrio. In tal senso esso può definirsi un meccanismo “duttile”, che consente alla struttura muraria, se ben costruita e connessa, di sopportare accelerazioni sensibilmente più alte di quelle che innescano la prima fessura. L’analisi in questo caso può essere condotta in funzione di leggi di comportamento “*elasto-plastico con controllo della duttilità*” (C.9.5.3), utilizzando pertanto metodi di analisi compatibili con tale ipotesi. A tale proposito è bene sottolineare che il calcolo in questa fase è solitamente collegato alla esclusiva applicazione del metodo P.O.R., algoritmo associato all’ipotesi di “comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.” Conviene ribadire che tale procedimento può essere applicato con una certa efficacia a modelli strutturali di tipo scatolare e con un numero di piani estremamente ridotto (con tutte le precauzioni già sottolineate nel Cap. 5 di questo Commentario), laddove perde validità allorché non sono accertate le ipotesi che a quel modello si riferiscono.

Le azioni sismiche da applicare sulla struttura in questa fase, conformemente a quanto imposto dalla norma, assumono l’espressione definita al punto C.6 (si veda anche il Cap. 9 di questo Commentario):

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i, \text{ con } K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I \text{ e } W_i = G_i + s \cdot Q_i.$$

“La verifica delle strutture in elevazione va eseguita con riferimento alla resistenza a rottura delle murature, considerando le azioni sismiche definite al precedente punto C.6, ed assumendo, per il coefficiente di struttura, il valore $\beta = \beta_1 \beta_2$, ove si attribuiscono i seguenti valori:

$\beta_1 = 2$, *coefficiente che tiene conto delle caratteristiche di duttilità delle costruzioni in muratura;*

$\beta_2 = 2$, *coefficiente che tiene conto delle modalità di verifica a rottura.*

Per la verifica sismica si può adottare una ipotesi di comportamento elasto-plastico con controllo della duttilità.” (C.9.5.3)

L’opportunità di scindere il coefficiente di struttura β è collegata alla prescrizione normativa che impone di effettuare la verifica sismica allo stato limite ultimo. Il coefficiente β_1 è posto pari a 2 per tener conto della effettiva duttilità della struttura muraria. Il secondo coefficiente è ancora 2 per tener conto del valore da attribuire alla resistenza del materiale in funzione del tipo di verifica.

Mentre infatti, per gli edifici di nuova costruzione esso vale 1, in quanto la resistenza di calcolo è già ridotta rispetto a quella di rottura attraverso il coefficiente $\gamma_M = 3$, nel caso di edifici esistenti, per i quali la norma non impone alcuna riduzione alla resistenza valutata in sito, si è ritenuto opportuno amplificare i carichi imponendo appunto $\beta_2 = 2$. È il caso di evidenziare che, operando in tale maniera, il livello di sicurezza richiesto nel caso di

Cap.13: Adeguamento e miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria (M. Mezzina, C. Dentamaro)

edifici esistenti è inferiore del 50% a quello richiesto per edifici di nuova costruzione, dato che il prodotto $\beta \gamma$ nei due casi sta nel rapporto 4/6.

È ovvio che in nessun caso la norma può imporre contemporaneamente $\beta = 4$ e $\gamma_M = 3$.

Circa le modalità di verifica, in analogia a quanto già evidenziato per le azioni fuori del piano, è possibile effettuare il calcolo utilizzando diverse modalità:

- 1 - verifica "convenzionale" secondo il D.M. 20/11/87;
- 2 - verifica basata su analisi elasto-plastica passo-passo, con ripartizione isostatica o iperstatica;
- 3 - verifica con metodi di analisi limite per trasformazione in cinematico.

Il primo tipo di calcolo è associato a quanto disposto dal D.M. 20/11/87 ai punti 2.4.2.3.1 - "Verifica a pressoflessione" e 2.4.2.3.2 - "Verifica a taglio". Rimandando al Par. 13.4 di questo capitolo per un esempio numerico, è opportuno chiarire che la valutazione del livello di sicurezza della fabbrica attraverso tale metodologia, la cui chiarezza e semplicità applicativa sono indubbie, è legata soprattutto al valore della tensione di calcolo f_d , la cui determinazione può essere affetta da notevoli incertezze.

Il secondo approccio è associato all'analisi a rottura della fabbrica attraverso modalità di calcolo che si basano su leggi costitutive di tipo elasto-plastico applicate al comportamento di interi elementi (leggi taglio-traslazione), o di particolari sezioni, o ancora di singoli punti (analisi per elementi finiti).

La terza modalità di verifica valuta la crisi per apertura di fessure diagonali nelle pareti e conseguente perdita di equilibrio dei maschi, secondo cinematici solitamente scelti a priori sulla base di valutazioni sperimentali o fondate sull'osservazione diretta dell'edificio. Poiché i risultati connessi a tale modello di calcolo non sono legati ad una determinazione precisa della capacità di resistenza del materiale muratura, il modello è particolarmente adatto per edifici antichi, per i quali la individuazione sperimentale della tensione di rottura è difficoltosa e comunque soggetta a forti aleatorietà.

I diversi approcci descritti seguono gli schemi logici riportati di seguito. È ovvio che le verifiche sulla fabbrica vanno ripetute per tutte le possibili combinazioni di carico imposte dalla norma.

2.1. - Verifica convenzionale secondo D.M. 20/11/87

Questa modalità di verifica globale tende a valutare convenzionalmente la rottura di ciascun maschio (per pressoflessione e taglio nel piano) utilizzando l'approccio suggerito dal D.M. 20/11/87.

Essa è solitamente legata a modellazioni elastiche della risposta dell'edificio, in funzione delle quali si possono effettuare le operazioni di ripartizione spaziale e di determinazione delle sollecitazioni. È possibile, comunque, combinare tale approccio con l'analisi a rottura, e valutare il comportamento della fabbrica in funzione delle sollecitazioni limite ultime definite nel D.M. in questione.

- a) valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- b) valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6 ($C \beta$ al valore normativo);
- c) determinazione della risposta elastica dell'edificio con ripartizione spaziale delle azioni orizzontali tra le varie pareti;
- d) per ogni elemento:
 - d1) in funzione delle caratteristiche della sollecitazione (nel piano) N_d, M_b, V_d , calcolo della eccentricità longitudinale $e_b = M_b / N_d$, del coefficiente di eccentricità $m_b = 6 e_b / b$ ($b =$ lunghezza della parete), del coefficiente di riduzione Φ_b (calcolato per snellezza nulla), del coefficiente di riduzione Φ_2 per l'eccentricità trasversale;
 - d2) verifica sull'eccentricità $e_b = 0,33 b$;
 - d3) verifica a pressoflessione longitudinale:
$$N_d \leq f_d \Phi_2 \Phi_b A$$
con f_d resistenza di calcolo determinata sulla base delle caratteristiche della muratura;

d4) verifica a taglio:

$$V_d \leq f_{vd} \beta A ;$$

con f_{vd} resistenza tangenziale di calcolo e coefficiente di parzializzazione della sezione, secondo la simbologia del D.M. 20/11/87 ($\beta = 1$ se $m_b \leq 1$, $\beta = 3/2 - 3 e_{bm} / b$ se $1 < m_b \leq 1.3$) da non confondere con il coefficiente di struttura del D.M. 16/1/96;

e) se le verifiche sono soddisfatte per tutti gli elementi, l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;

f) in caso contrario occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che elevi il valore delle sollecitazioni limite ultime.

2.2. - Verifica mediante analisi elasto-plastica passo-passo

Sono possibili formulazioni alternative che conservino lo spirito del calcolo.

- valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6, affetti da un moltiplicatore λ che si ipotizza crescente sino alla rottura;
- determinazione delle rigidezze traslazionali per ciascun elemento controventante;
- ripartizione spaziale delle forze orizzontali amplificate del valore corrente λ_{passo} ;
- determinazione del valore corrente del moltiplicatore dei carichi orizzontali λ_{passo} , che porta a fessurazione il primo (successivo) maschio;
- verifica del raggiungimento del carico limite per trasformazione dell'edificio in cinematismo (controllo della duttilità disponibile);
- se il carico limite non è stato raggiunto, occorre aggiornare le rigidezze traslazionali delle pareti nella (nuova) fase fessurata e ritornare al punto d) (la ripartizione spaziale si aggiorna nel caso iperstatico);
- se il carico limite è stato raggiunto, il moltiplicatore λ_{passo} è il moltiplicatore di collasso dell'edificio:
$$\lambda = \max \lambda_{passo};$$
- se $\lambda \geq 1$ la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- se $\lambda < 1$ la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento tecnico di miglioramento che elevi il valore del carico di collasso sino a quello richiesto.

Dallo schema logico 2.2. discende (con alcune modifiche procedurali semplificative) l'algoritmo P.O.R.; la semplicità di tale procedimento (e anche la sua maggiore approssimazione) deriva, tra l'altro, dalla circostanza che la risposta dell'edificio è determinata separando il comportamento di un piano da quello della rimanente parte della fabbrica. In tal modo sono trascurati gli effetti di ribaltamento globale della fabbrica sotto le azioni orizzontali.

2.3. - Verifica per trasformazione in cinematismo

- valutazione dei carichi verticali amplificati secondo il punto B.8.2;
- valutazione dei carichi orizzontali permanenti ed accidentali, applicati secondo quanto disposto dal punto C.6, affetti da un moltiplicatore λ ;
- determinazione del moltiplicatore di collasso dell'edificio λ_c con riferimento al meccanismo ipotizzato;
- se $\lambda_c \geq 1$ la verifica è soddisfatta e l'edificio possiede il livello di sicurezza richiesto;
- se $\lambda_c < 1$ la verifica non è soddisfatta ed occorre progettare un intervento di miglioramento.

13.2.2. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO

Per gli edifici in muratura ordinaria ricadenti in zona sismica (compresi gli edifici di interesse storico, artistico, monumentale) sui quali si "intenda effettuare interventi locali volti a rinnovare o sostituire elementi strutturali", vanno previsti interventi tecnici di miglioramento, definiti come "l'esecuzione di una o più opere riguardanti i singoli elementi strutturali dell'edificio con lo scopo di conseguire un maggior grado di sicurezza senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale" (C.9.1.2). Se, in altri termini, l'iniziativa si identifica con un intervento locale, qualunque sia la specificità dell'edificio, si deve procedere al

“semplice” miglioramento, dove il “semplice” vuole introdurre un termine di paragone con l’intervento di adeguamento, sicuramente più impegnativo. Il risultato che si persegue e che ne deriva è il conseguimento di un maggior grado di sicurezza.

Il fatto che tale tipologia sia particolarmente indicata per edifici a rilevante valenza culturale lo si legge chiaramente dalla norma. Infatti il terzo comma del punto C.9.1.2 indica che *“tale tipologia d’intervento si applica, in particolare, al caso degli edifici di carattere monumentale, di cui all’art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, in quanto compatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale.”* (C.9.1.2). Qualora, per una determinata iniziativa riguardante il bene culturale, l’esigenza di adeguare il livello di sicurezza vada ad intaccare la peculiarità artistica, portandosi in contrapposizione ad essa, allora l’intervento di miglioramento viene visto come il più opportuno, oltre che il più consono. L’intervento di miglioramento, che produce in ogni caso un maggior grado di sicurezza, è permesso in ossequio alla conservazione di tutti i valori del bene, pur nell’ammissione che il grado di sicurezza d’uso rimane ben al di sotto di quelli ritenuti efficaci.

Si ritiene utile, a riguardo, rileggere quanto riportato nella Circolare Ministeriale contenente le Istruzioni per l’applicazione delle Norme.

“L’intervento di restauro statico su edifici di carattere monumentale ricadenti in zona sismica, specie se tali edifici sono correntemente utilizzati, pone problemi peculiari al professionista incaricato.

Accade infatti che tali edifici evidenzino un dimensionamento, un uso degli elementi strutturali, una organizzazione planimetrica ed altimetrica, del tutto diversi da quelli tipici della moderna ingegneria antisismica, specie per quanto concerne i livelli minimi di sicurezza che occorre garantire e che in tali edifici risultano usualmente sensibilmente inferiori a quelli minimi attualmente ammessi.

Modificare tali livelli di sicurezza adeguandoli a quelli attuali, come richiesto dalle esigenze di sicurezza connesse all’uso cui tali edifici sono attualmente destinati, richiede peraltro interventi di adeguamento estremamente pesanti e dunque tali da snaturare completamente l’edificio monumentale privandolo di conseguenza di alcune caratteristiche intrinseche che ne fanno un bene monumentale. Tale contrasto tra esigenze di sicurezza d’uso e di conservazione dell’impianto originario, rende sovente problematica l’individuazione del tipo di intervento più appropriato.

Per armonizzare le varie esigenze è stato introdotto, accanto al concetto di adeguamento, il concetto di miglioramento. Posto che le esigenze della conservazione sono in certi casi da anteporre a quelle di sicurezza, ne consegue che non è necessario “adeguare” i livelli di sicurezza dell’edificio monumentale a quelli minimi fissati dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione, bensì è sufficiente che i livelli di sicurezza vengano semplicemente “migliorati” rispetto a quelli antecedenti all’intervento.

Tale miglioramento dovrà essere conseguito senza che si producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell’edificio (vedi C.9.1.2) ed utilizzando tecniche di intervento le meno intrusive possibile.” Il progetto esecutivo di un intervento di miglioramento, per quel che riguarda le operazioni progettuali (C.9.2.3), i criteri di scelta progettuale (C.9.2.4), nonché l’adozione dei provvedimenti tecnici di intervento (C.9.3), deve seguire lo stesso iter visto per gli interventi di adeguamento.

È ovvio che la documentazione prescritta deve riferirsi solo alle opere interessate e può anche non riguardare l’intera fabbrica. In particolare, occorre dimostrare che gli interventi proposti, oltre che migliorare il livello di sicurezza dell’organismo oggetto dell’intervento, non producano sostanziali modifiche nel comportamento strutturale globale dell’edificio.

La specificità del problema relativo agli interventi sugli edifici esistenti, specie quelli a valenza culturale, come si è detto, è stato da sempre oggetto di un acceso dibattito (10). A tal fine e per sottolineare le peculiarità del problema, è utile richiamare quanto riportato nei documenti (4, 8), che, anche se particolarmente diretti alla salvaguardia del patrimonio monumentale esposto al rischio sismico, forniscono utili indicazioni metodologiche ed operative.

Infatti la necessità di prevedere a livello normativo due distinte tipologie di intervento (adeguamento e miglioramento) discende dalla consapevolezza che in passato sono stati numerosi gli interventi falliti a causa di visioni parziali (se non addirittura interessate) del problema. Il fallimento di tali interventi è stato provocato dalla messa in atto di adeguamenti antisismici effettuati in nome di una pubblica incolumità, spesso senza che tale incolumità fosse poi realmente garantita, a intervento realizzato. Essi sono stati piuttosto la celebrazione di “riti verificatori” (10), privi di ogni contenuto concettuale dietro al loro significato formale. Basti a tal fine pensare a tutte le cosiddette verifiche dell’intera compagine muraria condotte sulla base di modellazioni numeriche tarate su altre tipologie strutturali ed estese in maniera assolutamente acritica alla totalità degli edifici in muratura (si veda ad esempio il metodo P.O.R.). Purtroppo un’attenta analisi del problema in tutta la sua complessità richiederebbe valutazioni collegiali e preventive, che, spesso, la realtà in cui si è costretti ad operare, di fatto impedisce.

L’intervento su di un edificio esistente, specie se a carattere storico e a valenza culturale, dovrebbe infatti anzitutto essere l’occasione per un ripensamento riguardante il suo utilizzo, ripensamento dal quale, solo in ultima analisi dovrebbero scaturire ipotesi progettuali di intervento. Queste, quindi, dovrebbero essere diretta conseguenza di un approccio globale riguardante:

- l’analisi dello stato di fatto, con particolare attenzione alla storia dell’immobile;
- la valutazione del livello di sicurezza attuale, valutazione effettuata utilizzando verifiche non solo numeriche;
- la realizzazione di interventi migliorativi che privilegino i materiali e i magisteri originari;
- l’utilizzazione di tecniche innovative solo se le stesse risultano sorrette da verifiche circa la loro *compatibilità, durabilità, reversibilità* e, infine, *efficacia meccanica* (troppo spesso ipotizzata, ma mai realmente dimostrata).

Più in particolare, circa le modalità di intervento, è opportuno che, specie nel caso di edifici a carattere storico, si proceda tenendo conto di alcune considerazioni di base.

Per le *pareti*, laddove necessario, è opportuno procedere a interventi che utilizzino materiali con caratteristiche fisico-chimiche il più possibile omogenee a quelle dei materiali originari. Con tali materiali si procederà a riparazioni localizzate, risanamento di parti lesionate e ripristino rispetto a manomissioni esistenti. L’intervento con materiali diversi dalla muratura, in particolare l’inserimento di elementi in conglomerato cementizio, potrà essere ammesso solo con particolare cautela. Le iniezioni di miscele leganti possono essere previste per migliorare le caratteristiche meccaniche del materiale, purché ne sia provata preventivamente l’efficacia.

Per quanto riguarda le perforazioni armate, sussistono legittimi dubbi sulla loro efficacia e durabilità.

Sui *pilastri* e sulle *colonne* sono da evitare interventi volti a conferire resistenza a flessione e taglio, in quanto modificano in maniera sostanziale, irreversibile e sicuramente dannosa, il comportamento complessivo della fabbrica.

È da rivalutare decisamente la pratica di inserire *catene* e *tiranti*, che hanno da sempre dimostrato la loro efficacia, a causa della chiarezza e pulizia del loro inserimento nella compagine strutturale.

Per quanto poi concerne le strutture spingenti, tipo *archi* e *volte*, c’è da dire che esse sono state da sempre oggetto di forte penalizzazione, a causa della natura del loro comportamento. In effetti, l’analisi dei danni provocati dagli ultimi eventi sismici ha posto in evidenza il loro buon comportamento sotto terremoto. “*La questione non può ridursi a condannare come inadatta in zona sismica la struttura spingente, ma consiste nel porsi il problema di assicurare l’esistenza di vincoli atti a sopportare la spinta stessa*” (3,4).

Infine i *solai* in legno possono essere conservati solo ove sia richiesto da particolari esigenze architettoniche; è da evitare, viceversa, l’inserimento di cordoli “in breccia” che comportano tagli continui sulle murature, mentre sono consigliabili incatenamenti e collegamenti puntuali.

13.2.3. PROVVEDIMENTI TECNICI DI INTERVENTO (PUNTO C.9.8 E APPENDICE 3 DELLA CIRCOLARE MINISTERIALE)

Sulla base delle valutazioni effettuate in sede di progetto, sia esso di adeguamento o di semplice miglioramento, è possibile, laddove necessario, prevedere interventi tecnici che elevino la sicurezza della fabbrica ai livelli ritenuti indispensabili.

I motivi guida posti alla base di tali interventi riconducono alla necessità di operare sugli elementi strutturali affinché all'edificio sia dato o restituito il carattere di "scatolarità" più volte richiamato in questa nota, o sia maggiorata la resistenza di alcune sue parti.

L'**Appendice 3** della Circolare Ministeriale, in particolare, evidenzia in maniera esplicita sia il tipo di intervento che le modalità con cui esso deve essere applicato sui diversi organismi perché questi realizzino con efficacia la loro funzione.

In tale ottica, le prescrizioni del D.M. 16/01/96 e le indicazioni contenute nell'Allegato 3, mirano all'ottenimento degli obiettivi su richiamati prevedendo miglioramenti:

- a) nelle pareti murarie (C.9.8.1);
- b) nei solai (C.9.8.2);
- c) nelle scale (C.9.8.3);
- d) negli archi e nelle volte (C.9.8.4);
- e) nelle coperture (C.9.8.5).

I provvedimenti tecnici in esame conseguono il miglioramento attraverso:

- la modifica delle caratteristiche di resistenza (risarciture, iniezioni di miscele leganti);
- la modifica dello stato tensionale del materiale (cerchiature, tirantature);
- la modifica combinata delle caratteristiche di resistenza e dello stato tensionale.

L'efficacia degli interventi del primo tipo deriva dalla sostituzione dei materiali degradati della muratura: inerte e legante, nel caso di risarciture, ovvero della sola malta nel caso di iniezioni di miscele leganti. Il restauro statico che si avvale di queste modalità è anche chiamato *consolidamento passivo*.

Il restauro statico definito da interventi appartenenti alla seconda categoria va anche sotto il nome di *consolidamento attivo*, poiché fa riferimento allo stato di coazione impresso al materiale o alla struttura dai tiranti o dalle catene. È da notare che, laddove possibile, cerchiature e tirantature vanno presollecitate perché possano intervenire subito e non quando il dissesto abbia prodotto ulteriori deformazioni.

È possibile combinare tecniche del primo tipo, come le iniezioni, con interventi del secondo tipo, cerchiature e catene, in modo da ottenere il miglioramento delle capacità di resistenza della muratura e, allo stesso tempo, delle caratteristiche di risposta degli elementi alle forze orizzontali.

Stessa efficacia riescono ad ottenere interventi tecnici che adottino:

- l'applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate;
- l'inserimento di pilastri.

a) Pareti murarie (C.9.8.1)

La norma stabilisce che gli interventi sulle pareti murarie vanno effettuati solo nel caso in cui le stesse non presentino gravi sintomi di instabilità od estese lesioni. In caso contrario esse vanno demolite e ripristinate utilizzando possibilmente gli stessi materiali e magisteri della muratura preesistente. Devono anche essere eliminati indebolimenti locali dovuti alla presenza di canne fumarie o vuoti di qualsiasi genere.

Se, infine, la parete presenta una irregolare distribuzione di aperture e se queste ultime non possono essere chiuse, si deve procedere ad una loro cerchiatura in c.a. o in acciaio, ammorsata in maniera efficace con perforazioni armate. In questo caso l'utilizzo di tale tecnica fornisce buoni risultati in quanto non incide in maniera significativa sul comportamento globale della fabbrica e migliora sensibilmente la risposta locale della parete.

In definitiva, gli interventi consigliati su questi elementi, con tutte le cautele già illustrate nei paragrafi precedenti, sono elencati di seguito.

a.1) Muratura in sostituzione (cuci - scuci)

L'intervento a "cuci - scuci" (1, 2, 3, 11) viene adottato su murature dissestate o degradate, allorché altre tecniche non possono essere applicate, vuoi per le condizioni del muro, vuoi per l'esiguità della zona interessata. Consiste nella parziale, successiva sostituzione della muratura lesionata o degradata, sostituzione operata a campioni secondo la seguente successione di operazioni (Fig.13.8):

- individuazione dei diversi interventi campione e loro distribuzione alternata [1-2-3-4-5];
- puntellatura della zona interessata dall'intervento e messa in carico dei puntelli;
- demolizione e successiva ricostruzione delle zone parziali con muratura nuova e malta di cemento magra [7], realizzazione di ammorsatura [3] con la muratura esistente [5] e con la predisposizione di ammorsature con i tratti adiacenti [4] da costruire;
- inserimento di cunei (di legno, di acciaio o di spezzoni di mattoni duri) di forzatura della muratura [6 Fig13.8], da sostituire con mattoni a ritiro avvenuto.

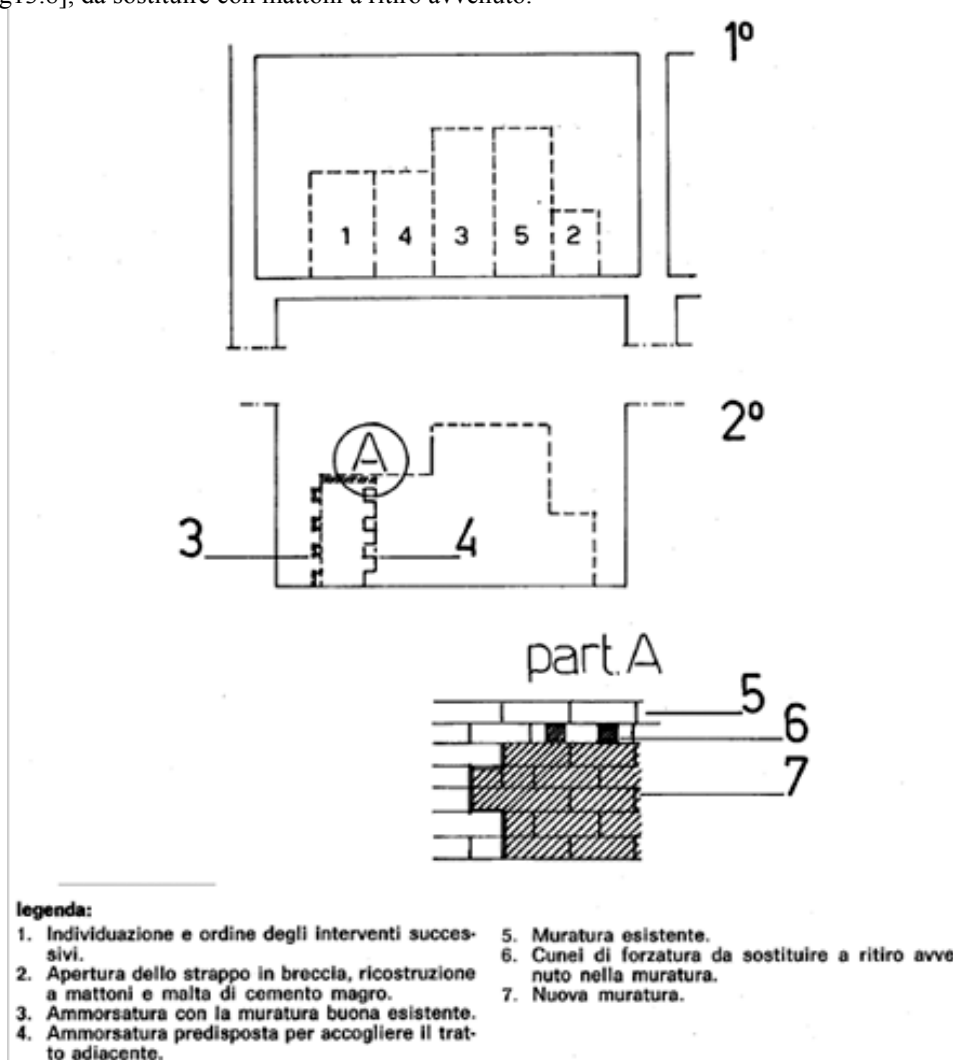


Fig. 13.8 - Esempio di cuci-scuci in muratura di mattoni o di pietrame (12).

La tecnica di "cuci-scuci", che pure costituisce il più antico intervento di miglioramento sulle murature, presenta non pochi problemi, sia a carico della zona interessata dalla demolizione, sia a carico della nuova muratura. Nella

fase di demolizione infatti, per quanto rigidi possano essere gli elementi di puntellatura, riesce quasi impossibile annullare completamente la loro deformazione, il che comporta in ogni caso l'alterazione dello stato tensionale della muratura confinante con il campione demolito. Inoltre, per quanto piccola possa essere la larghezza di tale campione, la sua eliminazione comporterà in ogni caso una riduzione della sezione resistente del muro che, in quella zona, si vedrà interessato da sovrappressioni, con rischio di lesioni. Occorrerà quindi in tale fase operare con estrema cautela, controllando che i puntelli siano adeguati per resistenza e rigidità e cercando di compensare la loro deformazione all'atto della messa in carico con l'inserimento di idonei dispositivi, come cunei e martinetti.

La ricostruzione della muratura non propone particolari difficoltà di carattere tecnologico. I problemi subentrano invece alla fine dell'operazione, alla entrata in carico del nuovo elemento, che subisce deformazioni, dovute sia alla ripresa degli stessi carichi, che al ritiro della malta (cementizia).

Realizzando strati di legante di piccolo spessore e operando in maniera graduale nell'inserimento degli elementi di contrasto, in modo da compensare anche le deformazioni dovute al ritiro, è possibile ottenere il trasferimento delle azioni sulla nuova muratura, riducendo al minimo l'alterazione dello stato tensionale sull'intero organismo.

a.2) Iniezioni di miscele leganti

Il ricorso a tale tecnica di consolidamento (1, 2, 3, 11) è imposto dalla necessità di reintegrare, all'interno della struttura muraria, il legante degradato e di riempire le discontinuità ed i vuoti ivi presenti. L'intervento si esegue iniettando la miscela legante a pressione variabile secondo le condizioni del muro, l'immissione del nuovo materiale comporta l'innalzamento della qualità dell'organismo bonificato oltre i livelli tenuti in origine.

Le miscele possono essere cementizie, semplici o additivate, oppure a base di resine; le prime sono più comunemente utilizzate.

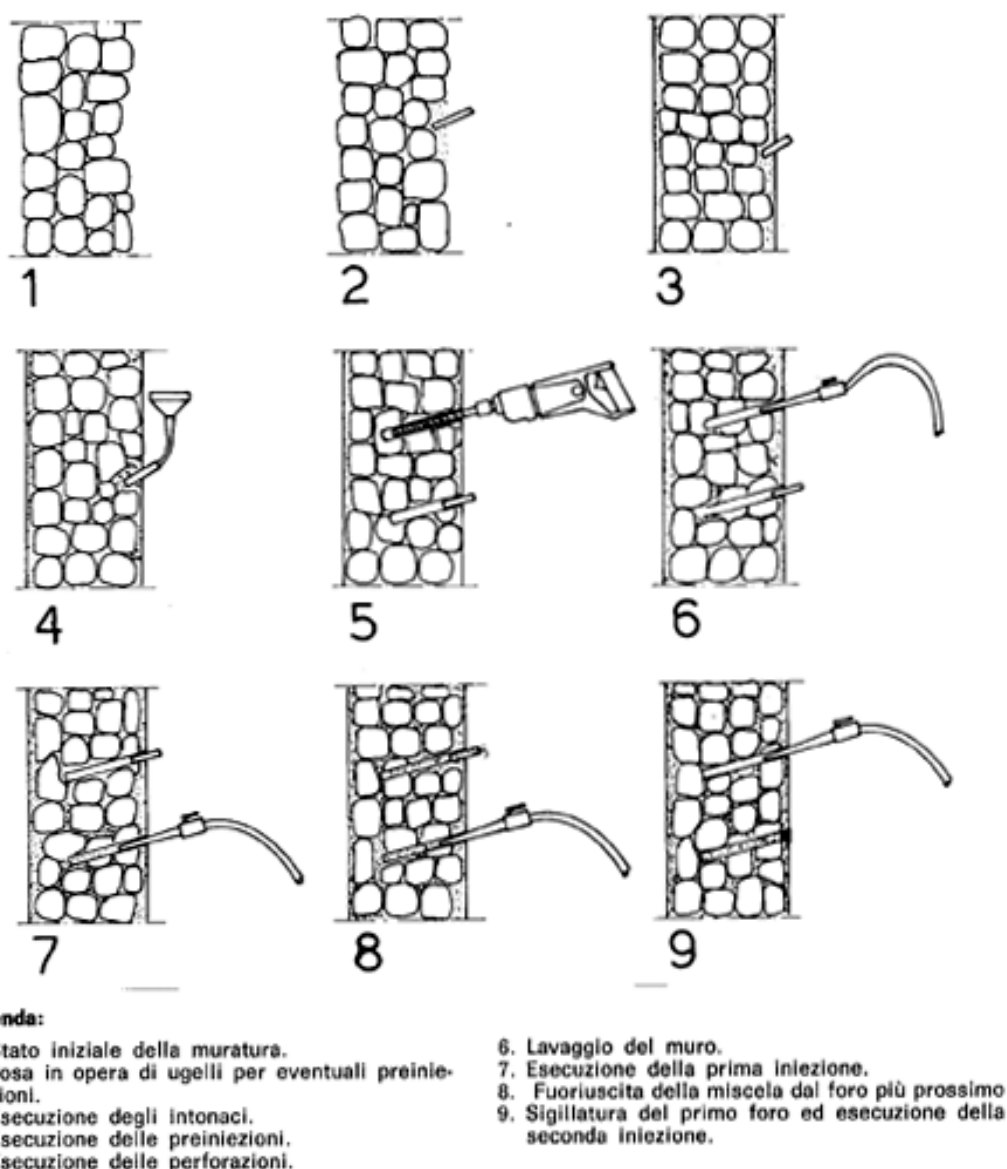


Fig. 13.9 - Fasi dell'intervento di consolidamento con iniezioni cementizie (3).

Le miscele cementizie variano la loro composizione in funzione del tipo di muratura e delle sue condizioni. Si realizzano con sospensioni di cemento in acqua, con un rapporto acqua-cemento sicuramente alto (da 0.6 a 1.2), aggiungendo eventualmente sabbie a granulometria molto fina. Le loro prestazioni possono essere migliorate con l'aggiunta di additivi.

Devono essere utilizzati additivi fluidificanti nel caso di murature con connessioni sottili, consentendo così, tra l'altro, bassi valori del rapporto acqua-cemento. Si adoperano, al contrario, additivi espansivi antiritiro in presenza di cavità all'interno del manufatto. In ogni caso la miscela da iniettare deve essere caratterizzata da un'adeguata resistenza, da un tempo di presa opportuno e da un minimo ritiro.

L'intervento si realizza facendo ricorso a tecnologie abbastanza semplici e quindi consolidate e non propone grosse difficoltà di carattere esecutivo. Poiché però l'andamento delle infiltrazioni del legante nella massa muraria non può essere seguito e guidato, l'efficacia della sua applicazione risiede quasi tutta nell'accuratezza

dell'esecuzione delle sue diverse fasi, che, pur soggette a variazioni in dipendenza del tipo e delle condizioni della muratura, possono in generale così sintetizzarsi:

1. Preparazione della muratura

Tale fase inizia con il controllo dell'esistenza di parti non interessate dalle iniezioni (canne fumarie, tubazioni, ecc...) e con la loro esclusione, mediante riempimento con vermiculite o simili; analogo trattamento può essere riservato alle intercapedini murarie, nel caso in cui si voglia conservare la loro funzione di isolamento.

Se i muri da bonificare sono rivestiti con intonaco si procede, se necessario, al risarcimento di questo, o addirittura al suo rifacimento, perché la miscela di seguito iniettata non si disperda fuoriuscendo dalle lesioni presenti.

Nel caso, invece, di murature a faccia vista, si procede alla sigillatura preventiva con malta a pronta presa delle connessioni tra i conci e delle eventuali fessure. Per murature particolarmente incoerenti e caotiche, al fine di poter dar luogo alle fasi successive di lavorazione, si esegue un pre-consolidamento fatto con pre-iniezioni e incamiciamento: sfruttando le discontinuità presenti sulle superfici della muratura, attraverso gli ugelli posti in opera con gesso [2], si cola boiaccia [4], procedendo dal basso verso l'alto e per zone simmetriche di 2 o 3 metri quadrati.

2. Esecuzione dei fori di iniezione

Stabilito l'ordine con cui procedere alle iniezioni (Fig. 13.10), che devono interessare zone simmetriche a cominciare dalle più basse, si realizzano i fori con sonde a rotazione, e mai a percussione, adottando diametri, interassi, lunghezze e direzioni correlati al tipo, condizione e spessore della muratura da consolidare. In generale i fori, in numero di 2 o 3 a m², hanno diametri compresi tra i 20 e i 40 mm, interasse tra i 30 ed i 100 cm, e sono disposti su file parallele a formare un reticolo regolare (Fig. 13.11); su muri di spessore superiore ai 50-60 cm è opportuno eseguire le perforazioni sulle due facce.

L'esecuzione dei fori viene seguita dall'introduzione in essi di ugelli e boccagli, lunghi almeno 10 cm e sigillati con malta di cemento.

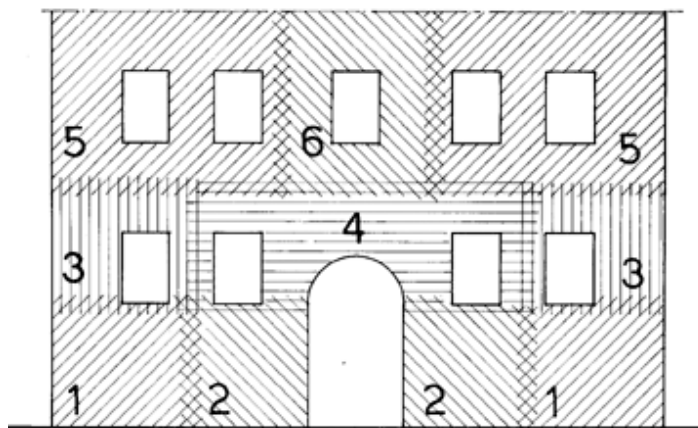


Fig. 13.10 - Schema della sequenza di iniezioni su muratura (3).

3. Lavaggio del muro

Attraverso gli ugelli viene immessa acqua all'interno della muratura [6], procedendo dall'alto verso il basso e controllando l'esistenza eventuale di vie di fuga, che vanno sigillate. L'acqua, introdotta a leggera pressione, elimina i detriti più minuti e porta a saturazione la muratura, ponendo le premesse per una buona maturazione della miscela iniettata, lasciandola fluida ed attenuandone il ritiro.

4. Iniezione

La miscela legante viene iniettata a pressione [7], a valori opportuni per scongiurare eccessive dilatazioni trasversali della muratura, ma in ogni caso in grado di permettere la diffusione della malta; in genere si adottano pressioni fino a 3 atmosfere, in un campo di variazione che può riferirsi anche ad uno stesso intervento.

Le iniezioni vengono effettuate su tratti simmetrici dai lati esterni verso il centro, procedendo dal basso verso l'alto e realizzando sovrapposizioni delle zone trattate (Fig. 13.11).

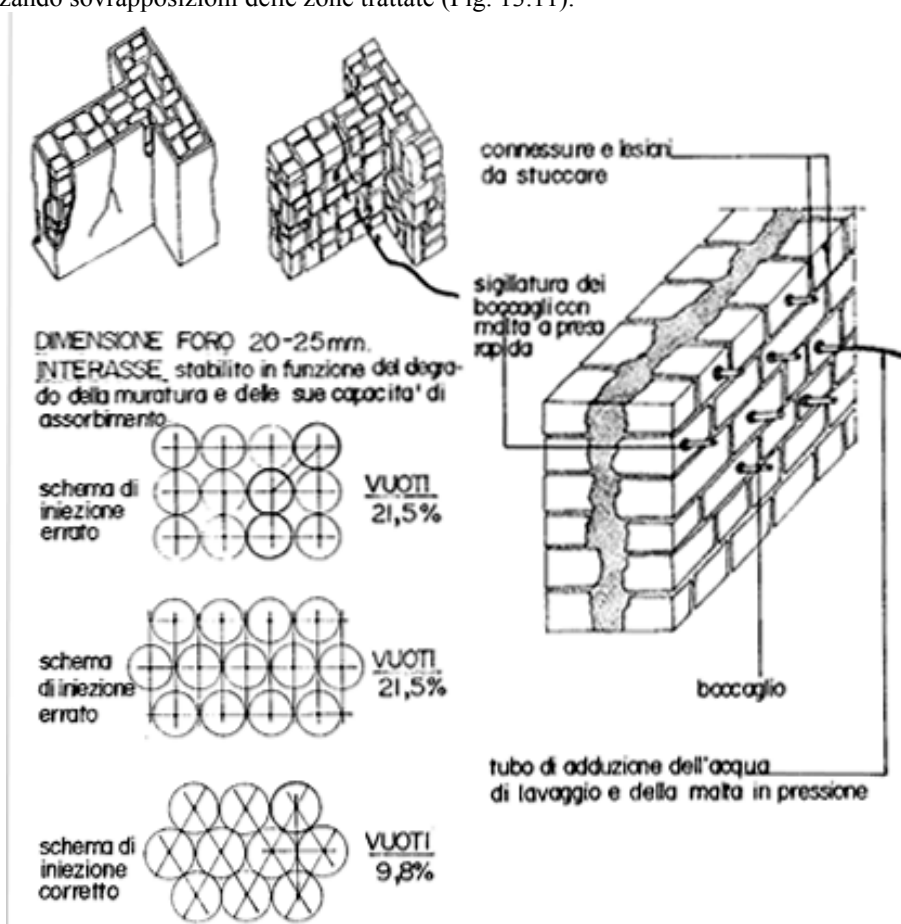


Fig. 13.11 - Schemi di iniezione (11).

Allorché nel corso dell'iniezione si verifica la fuoriuscita non voluta di malta, si sigilla con polvere di cemento. Al contrario, il refluito della miscela dal foro superiore più prossimo a quello in cui si opera [8], indica la saturazione della zona trattata e fornisce il segnale per la sigillatura del primo foro e il passaggio alla iniezione successiva [9].

L'intervento si conclude con la rimozione degli ugelli di iniezione, prima che si sia esaurita la fase di presa e con l'eliminazione di eventuali sbavature.

Le miscele a base di resine sono utilizzate nei casi di muratura a bassa permeabilità e con connessioni molto sottili. L'elemento base di tali miscele è il "legante", costituito dalla resina, associato all'indurente, che provvede a trasformarne la fase liquida in solida. Tale legante può essere impiegato da solo o miscelato con sabbia a granulometria molto fina, costituendo anche in questo caso un prodotto caratterizzato da buona lavorabilità e da tixotropia.

Il provvedimento tecnico che si basa sull'uso di tali miscele va comunque messo in atto solo nei casi in cui sia "dimostrata la convenienza economica", risultando tale tecnica sicuramente più costosa delle iniezioni a base

cementizia, che, anche per tale motivo, restano come detto le più impiegate. Le modalità di applicazione non si discostano di molto da quelle previste per le miscele a base cementizia, già esaminate.

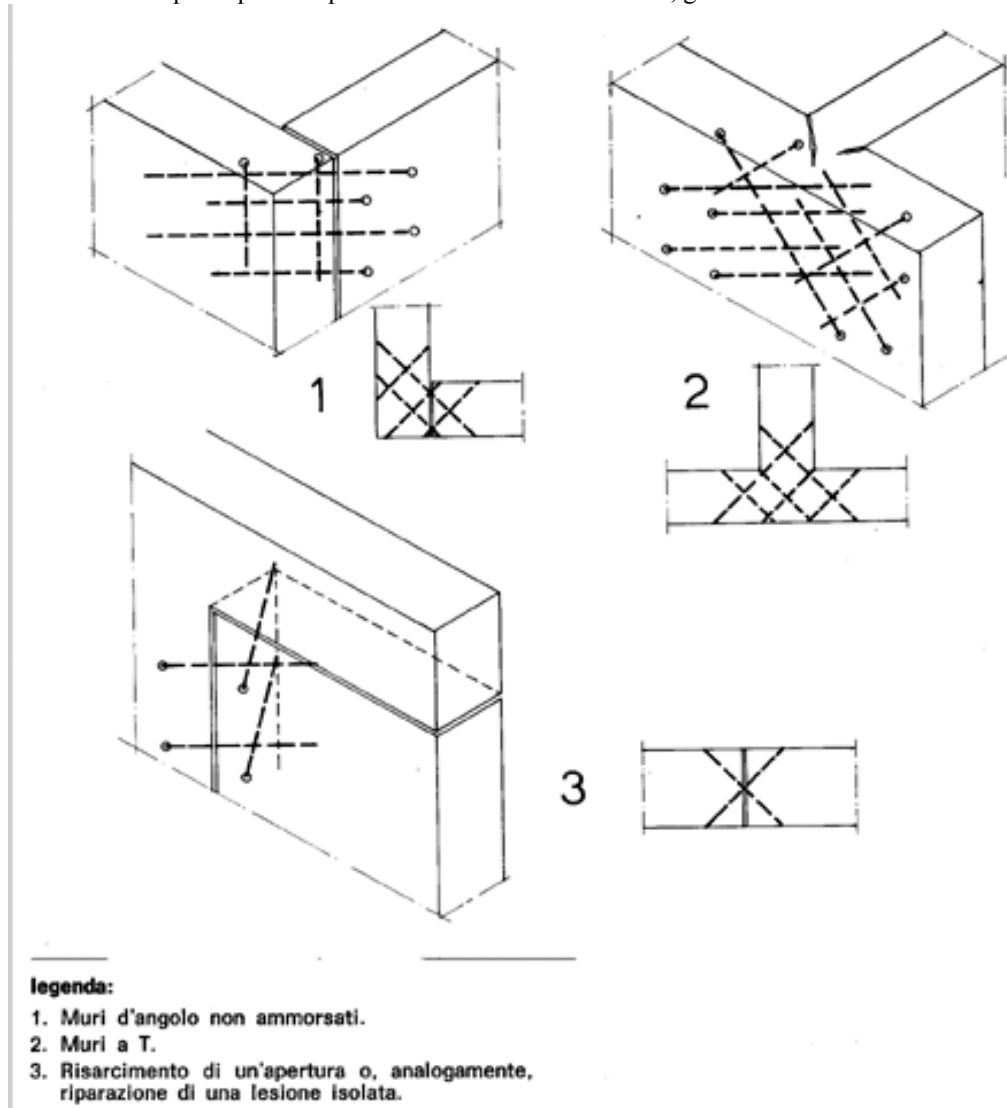


Fig. 13.12 - Schemi di iniezioni armate (3).

Le *iniezioni armate* costituiscono una tecnica direttamente associata alle iniezioni di miscele leganti, completando le fasi costruttive di queste con l'inserimento di barre di acciaio; esse, comunque, perseguono, nella maggioranza dei casi in cui vengono applicate, finalità diverse. L'efficacia maggiore di tali tecniche, infatti, risiede nella costituzione di ammorsature fra le murature portanti (Fig. 13.12).

La tecnica viene peraltro anche applicata convenientemente nelle risarciture di lesioni e in tutti i casi in cui la sostituzione della muratura e le iniezioni di miscela leganti non assicurano un alto livello di efficacia, riuscendo sempre e comunque a migliorare le capacità di resistenza del complesso murario.

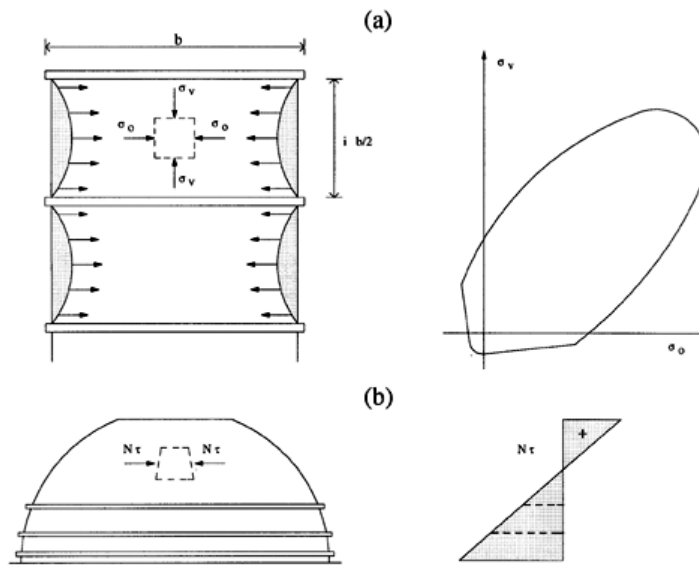
Conviene subito aggiungere che l'intervento viene alle volte applicato con finalità diverse da quelle descritte, con l'intento di ottenere da esse prestazioni simili a quelle fornite dal cemento armato. In effetti, non essendo disponibili al momento dati sperimentali definitivi che valutino le caratteristiche di risposta della muratura così trattata e, soprattutto, in assenza di regole normative al riguardo, conviene assegnare alle armature sia la funzione di incrementare la resistenza a compressione della muratura nel suo complesso, contrastandone la dilatazione

laterale alla stessa guisa delle staffe, che quella di fornire una resistenza anche bassa a sforzi di trazione per sollecitazioni di modesta entità, cosa che però va fatta con estrema cautela, L'intervento si articola nelle stesse fasi viste per le iniezioni di miscele leganti, e cioè la sigillatura della muratura, l'esecuzione delle perforazioni, il lavaggio, a cui fa seguito l'inserimento delle barre e la iniezione.

Le armature hanno lunghezza pari a 2-3 volte lo spessore delle murature e vanno localizzate nelle zone a maggiore sollecitazione e disposte secondo inclinazioni alternate, a costituire elementi di cucitura da un lato all'altro della lesione o della discontinuità. Le miscele iniettate sono dello stesso tipo di quelle viste in precedenza, con caratteristiche di aderenza ed antiritiro ancora migliori.

a.3) Cerchiature

Le cerchiature costituiscono la tecnica più antica di rafforzamento degli elementi in muratura, sui quali vengono impresse opportune coazioni che ne migliorano lo stato tensionale (1, 2, 3, 11).



Interventi di cerchiatura su pilastro (a) e cupola (b)

Fig. 13.13 - Interventi di cerchiatura su pilastro e cupola (2).

Esse vengono applicate a livello locale su elementi come pilastri e pareti soggetti a sforzi assiali; su di essi si esercita una azione orizzontale aggiuntiva, che migliora la resistenza a compressione assiale.

La Fig. 13.13 mostra in (a) il dominio di rottura, che evidenzia gli incrementi delle tensioni verticali ultime σ_v al crescere delle tensioni orizzontali σ_0 applicate dalla cerchiatura.

A livello globale le cerchiature sono applicate su cupole soggette a trazione nel comportamento a membrana. Nella Fig. 13.13b è indicato l'andamento dell'azione N_τ proposta dagli anelli metallici alla cupola, che modifica, migliorandolo, il suo stato tensionale finale.

È essenziale, perché la tecnica risulti efficace, stabilire un'opportuna distanza tra i diversi anelli cerchianti; nel caso di pareti e pilastri l'interasse tra le cerchiature suggerito nella stessa Fig. 13.13a assicura che l'arco di scarico che si viene a formare all'interno della muratura tra un anello e il suo contiguo, non risulti eccessivamente ribassato.

È infine da ribadire che rimane essenziale che le cerchiature siano presollecitate mediante opportuni dispositivi di tesatura.

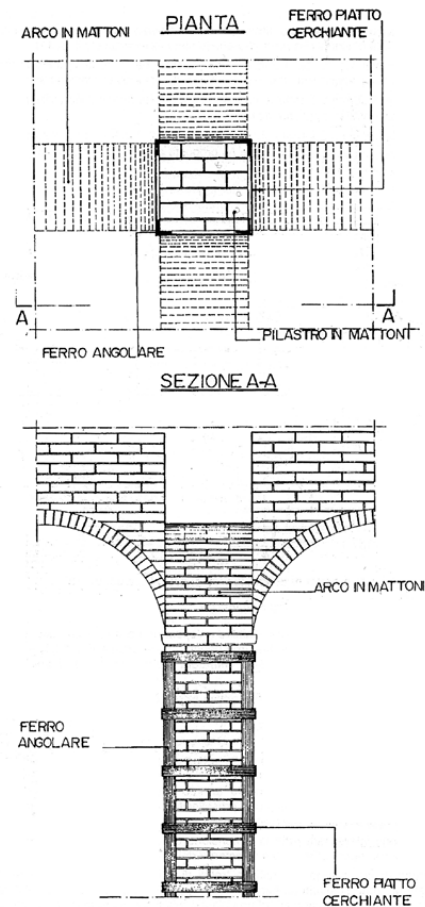


Fig. 13.14 - Cerchiatura di un pilastro murario (11).

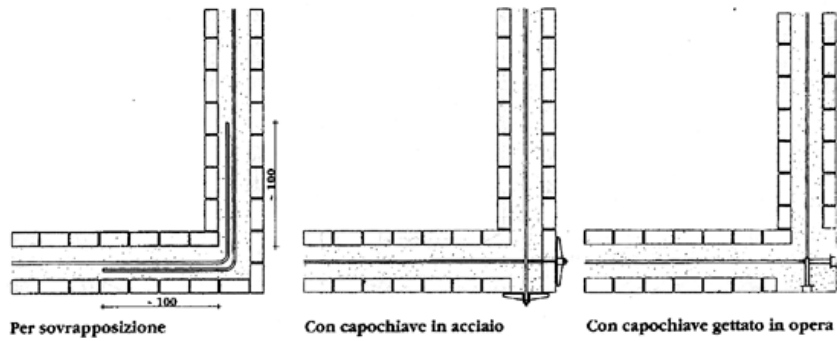
a.4) Tirantature.

L'inserimento di tiranti (7, 1, 2, 3, 11) è previsto allo scopo di realizzare collegamenti efficaci tra le strutture murarie, perseguendo un comportamento monolitico del manufatto: la loro presenza si rende quindi indispensabile in mancanza di cordoli in cemento armato capaci di produrre l'effetto di cerchiatura del complesso edilizio; questo, inoltre, se i tiranti sono presollecitati, beneficia di un ulteriore miglioramento sia in termini di duttilità, che di risposta ultima alle azioni sismiche.

I collegamenti, che devono interessare tutta la dimensione della parete, possono essere sia orizzontali, più utilizzati, sia verticali, posti in opera all'interno o all'esterno delle murature.

I tiranti "interni" (tiranti trivellati) sono costituiti da trefoli di acciaio armonico inguainati, disposti entro fori trivellati. I tiranti "esterni" sono costituiti da barre in acciaio per armature, piatti o profilati in acciaio, paralleli sulle due facce della muratura ed ammorsati ad una piastra alla testa del muro per mezzo di un sistema a vite che consente di imprimere uno stato di presollecitazione.

ANCORAGGI ANGOLARI



ANCORAGGIO D'ANGOLO REALIZZATO IN OPERA

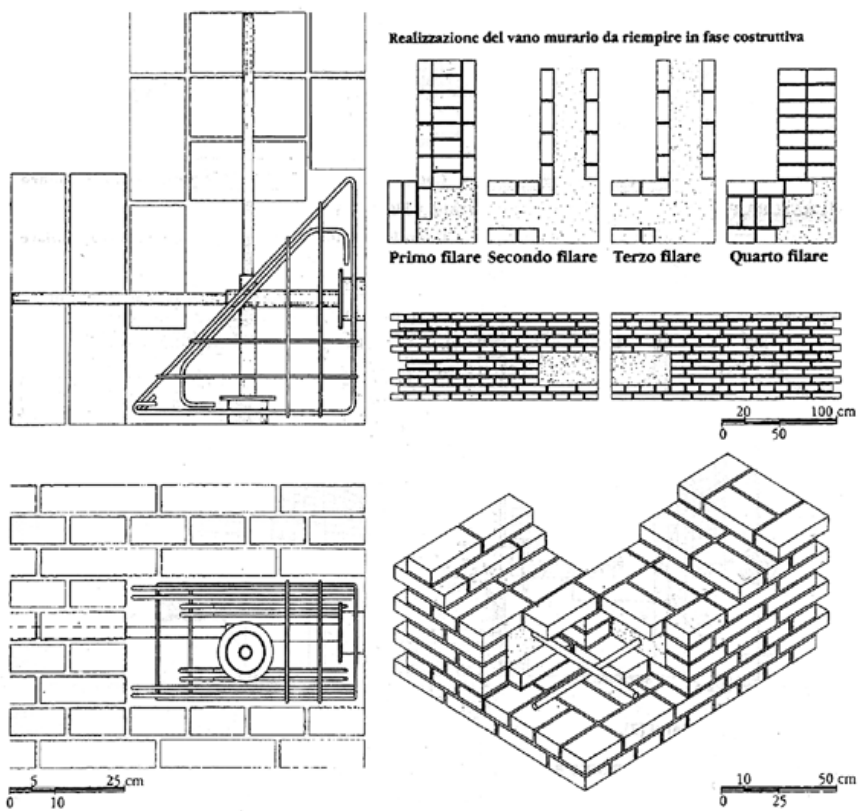


Fig. 13.15 - Incatenamenti d'angolo (7).

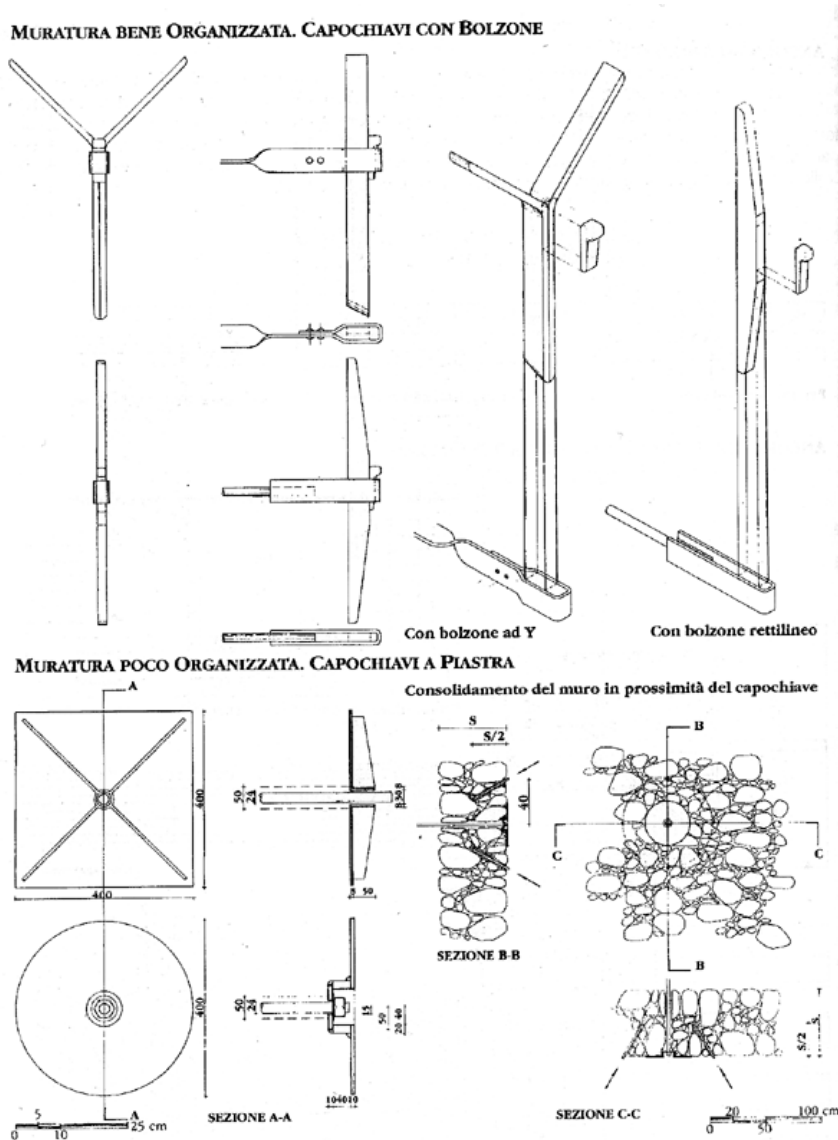


Fig. 13.16 - Ancoraggi esterni (7).

a.5) Applicazione di lastre in cemento armato o reti metalliche elettrosaldate

Tale tecnica costituisce il più drastico provvedimento alla esigenza di una adeguata resistenza della muratura a trazione, flessione e taglio in presenza di forti azioni sismiche (1, 2, 3, 11). Essa viene generalmente utilizzata nei casi in cui non sia possibile ricorrere agli interventi di ricostruzione del muro, imposti dalle condizioni di estremo dissesto dello stesso.

Al punto 1 dell'Allegato 3 alla Circolare Ministeriale viene descritta la tecnologia di tali interventi, per i quali la Fig. 13.17 indica diversi esempi.

È il caso comune di mettere in evidenza i risultati apportati da tali interventi a livello di funzionamento globale della fabbrica: la modifica infatti della rigidezza e resistenza ultima dell'elemento consolidato comporta una diversa ripartizione delle forze applicate, con la conseguente maggiorazione dei carichi agenti sulle pareti trattate (e non solo su quelle): la cosa, pur importante nel caso di carichi verticali, diventa di estrema delicatezza se si ha a che fare con forze orizzontali di elevata intensità, in quanto, tra l'altro, impone l'attento controllo anche dei collegamenti con gli orizzontamenti e con le fondazioni.

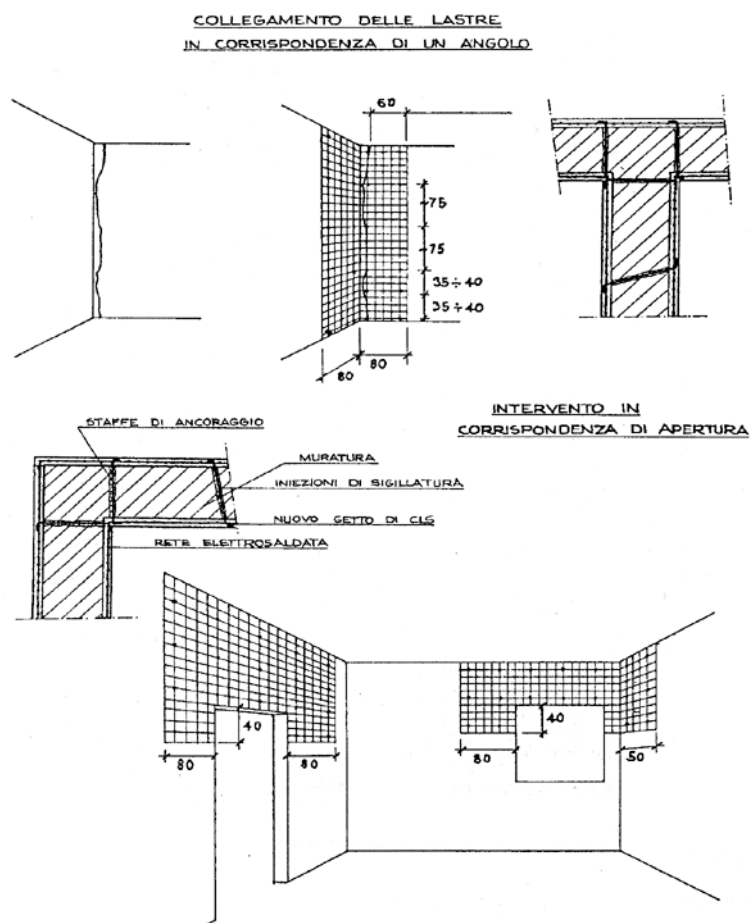


Fig. 13.17 - Risanamento e rinforzo della muratura mediante reti elettrosaldate e betoncino (13).

Nella figura sopra indicata sono illustrati anche esempi riferiti ad interventi localizzati, come nel caso di semplice riparazione di lesioni isolate, per i quali la tecnica descritta, accompagnata da perforazioni armate, viene utilizzata con particolare efficacia.

a.6) Inserimento di cordoli e pilastri

Le finalità perseguite da tale tecnica (13) sono le stesse delle lastre cementizie viste in precedenza: gli elementi resistenti inseriti nella muratura comportano il confinamento della stessa e la dotano di duttilità strutturale.

Anche in questo caso la modifica delle caratteristiche di rigidità, oltre che di resistenza, degli elementi murari, comporta una variazione nella distribuzione delle forze orizzontali, i cui effetti vanno valutati con attenzione.

La tecnica è descritta nell'Allegato 3 al punto 5, dove sono riportate le modalità di esecuzione sia dei cordoli che dei pilastri.

b) Solai (C.9.8.2)

Il restauro statico dei solai (1, 2, 3, 7, 11) è volto a risolvere i diversi problemi legati al loro malfunzionamento, problemi individuabili essenzialmente nella elevata deformabilità delle travi e nella scarsa affidabilità dei vincoli. Specie nel caso di vecchi solai, realizzati in legno, le travi principali risultano infatti eccessivamente snelle e inserite nei muri perimetrali per tratti molto ridotti.

Spesso, poi, l'insufficiente area di appoggio nelle zone di incasso, fa marcire i tratti inseriti nel muro d'appoggio, azzerando le capacità di resistenza e provocando rilevanti problemi di sicurezza.

A seconda della natura e gravità dei problemi da affrontare, è possibile pensare a semplici interventi locali di miglioramento dei singoli elementi o di alcune loro parti, ovvero alla completa sostituzione e conseguente realizzazione di un nuovo solaio, solitamente in latero-cemento, opportunamente ammortato alle strutture verticali in muratura. In quest'ultimo caso particolare cura deve essere posta nella realizzazione degli scassi per l'alloggiamento dei cordoli di chiusura, evitando il più possibile la realizzazione di aperture continue in breccia, che ridurrebbero in maniera considerevole la resistenza del muro d'appoggio.

Il punto 7 dell' Allegato 3 riporta con dettaglio i particolari tecnici dei principali interventi. Nelle Fig. 13.18 e Fig. 13.19 sono riportati alcuni particolari costruttivi relativi alla realizzazione di solai in sostituzione, con l'impiego sia di elementi in latero-cemento gettati in opera, sia in legno con soletta in cemento armato. In entrambi i casi, la realizzazione di ancoraggi a coda di rondine riesce a realizzare la continuità orizzontale tra i diversi elementi resistenti, garantendo il funzionamento scatolare del complesso.

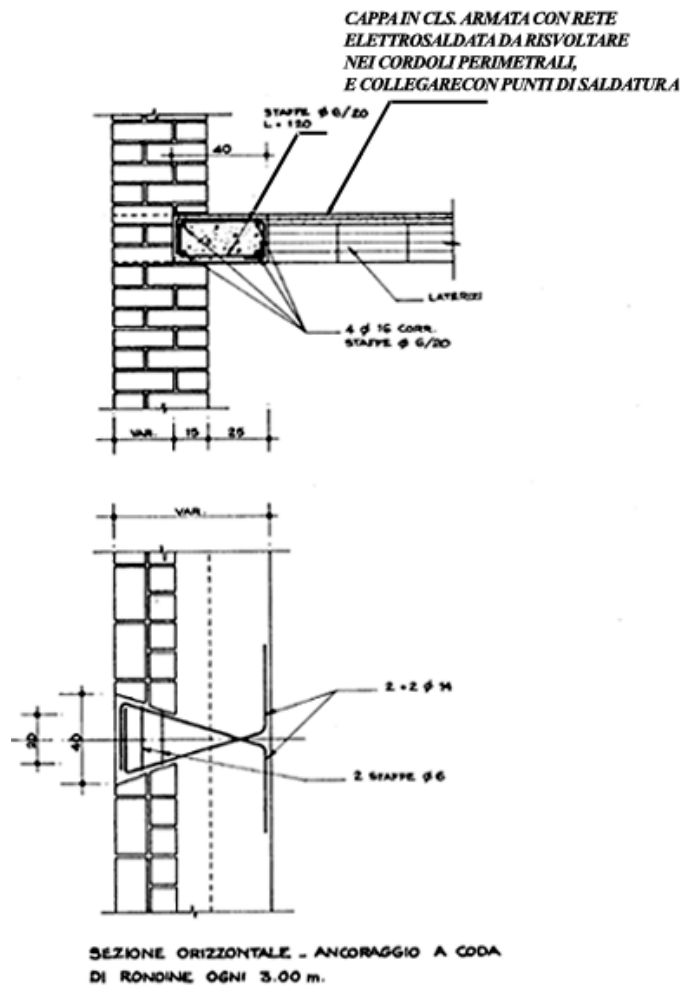


Fig. 13.18 - Sostituzione di un impalcato esistente con solaio in latero-cemento (13).

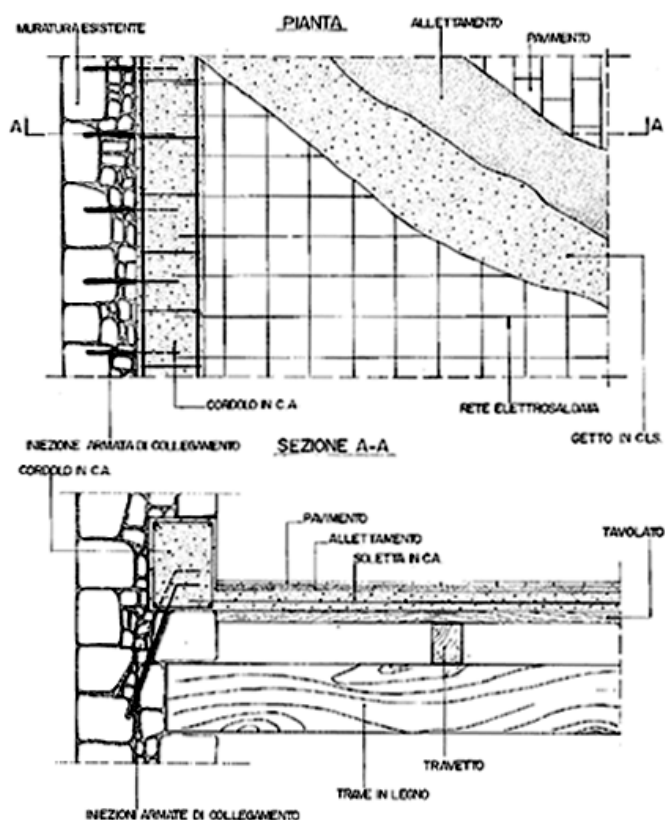


Fig. 13.19 - Irrigidimento di un solaio in legno con soletta indipendente e cordolo in c.a. (13).

c) Scale (C.9.8.3)

Le scale costituiscono un elemento sul quale è particolarmente difficile operare in sede di adeguamento sismico. Esclusi i casi in cui i gradini sono appoggiati su muri perimetrali portanti, casi per i quali l'intervento è da compiere sui muri laterali di appoggio, per tutte le altre tipologie (gradini in pietra a sbalzo, sottostruttura a sbalzo), la norma prescrive la loro sostituzione con elementi in cemento armato o in acciaio. Scale prive di lesioni possono essere conservate se ritenute efficienti sulla base di prove di carico.

Nel caso di scale a sbalzo staticamente non sicure, inserite in edifici di interesse storico o monumentale, sono ammessi rinforzi con strutture metalliche oppure cementizie, controllando che gli sforzi di trazione presenti nella struttura muraria dei rampanti siano ripresi da armature opportunamente inserite, ancorate alla muratura perimetrale e suggellate con malte antiritiro o epossidiche.

d) Archi e volte (C.9.8.4)

Uno dei punti più chiaramente sottolineati dalle Norme si rifà alla esclusione di tutte le strutture spingenti, ritenute, spesso a torto, inadatte ad una corretta edilizia in zone sismiche. Per tale motivo il Decreto impone per "gli archi e le volte, site negli orizzontamenti fuori terra, l'adozione di cinture, chiavi o tiranti, posti convenientemente in tensione, atti ad assorbire integralmente le spinte alle loro imposte" (C.9.8.4).

L'inserimento di tali elementi (Fig.13.20 e Fig.13.21) può essere evitato solo nel caso in cui le murature d'appoggio abbiano spessori sufficienti ad assorbire le spinte, senza che nelle stesse insorgano sforzi di trazione.

Le modalità di esecuzione di tali interventi (2, 3, 11) sono sostanzialmente quelle viste a proposito delle tirantature. È opportuno sottolineare ancora una volta che l'efficacia dell'operazione di eliminazione della spinta (o della sua riduzione) è essenzialmente funzione della pre-tensione fornita alle strutture di contenimento, che in tal modo possono entrare in funzione immediatamente, all'atto della messa in opera. È solo il caso di accennare ai problemi di caduta di tensione negli apparecchi di incatenamento: per mantenere costante nel tempo la loro efficacia è opportuna la loro periodica ritensionatura.

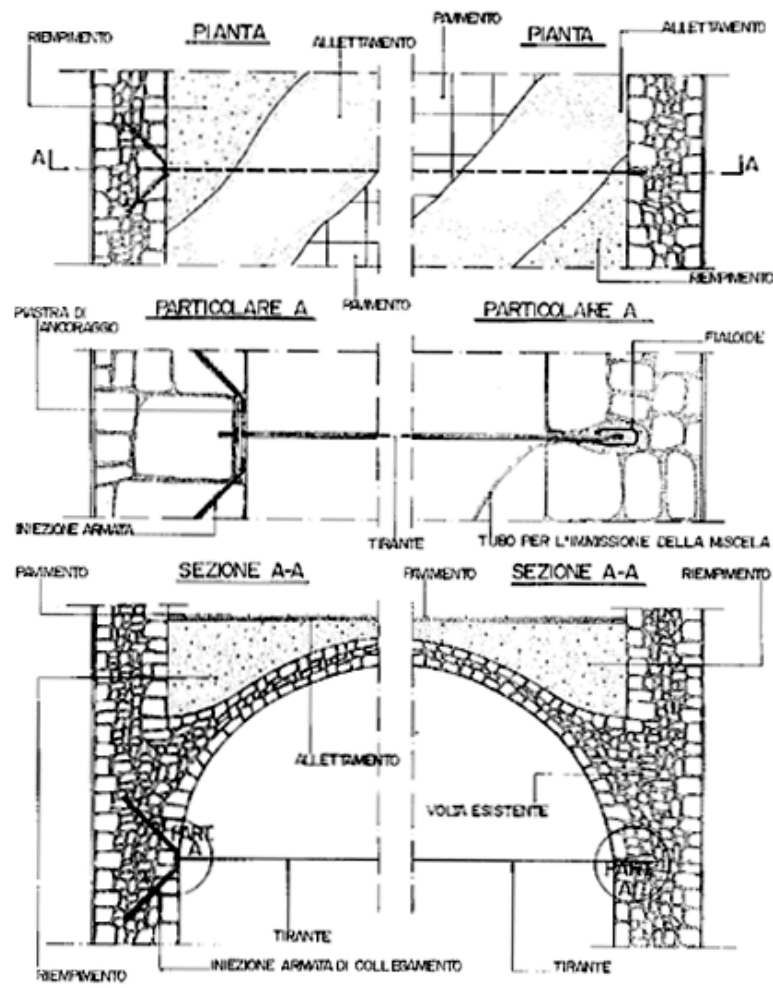


Fig. 13.20 - Eliminazione della spinta. Posa di tiranti metallici (11)

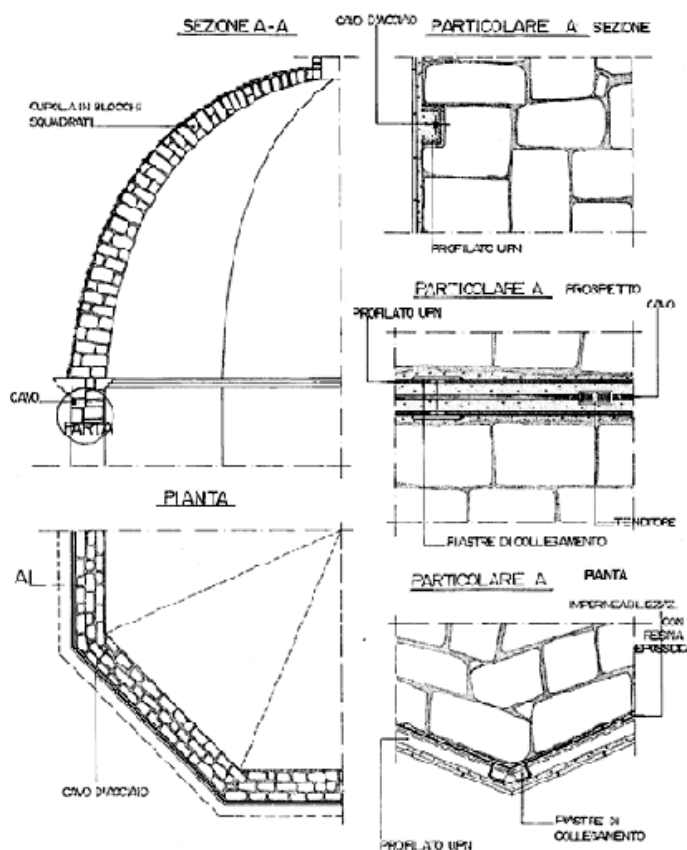


Fig. 13.21 - Contenimento della spinta. Cerchiatura mediante cavi attivi (11).

Il risanamento di archi e volte dalle eventuali lesioni è inoltre realizzato con le tecniche delle iniezioni di miscele leganti, associate alle perforazioni armate, pur nell'ambito di una prudente ed attenta utilizzazione di queste, come già si è avuto modo di osservare e precisare in precedenza.

In alcuni casi il rafforzamento di volte a luce non molto grande prevede la realizzazione di un guscio portante, costruito in aderenza, più opportunamente all'estradosso, utilizzando uno strato di malta antiritiro ad elevata resistenza (o di miscele di resine), armato con rete di acciaio elettrosaldato.

e) Coperture (C.9.8.5)

Valgono le stesse considerazioni svolte per i solai, da una parte, per quanto concerne l'ammorsatura nelle murature perimetrali e la rigidità, e per gli archi e volte, dall'altra, per quel che riguarda l'eliminazione delle spinte sui muri portanti (3, 11).

Spesso, in quest'ultimo caso (7), se il tetto è realizzato in legno con trave, travicelli e correntini, l'eliminazione della spinta fornita dai correntini ai muri perimetrali, per effetto del vincolo traslazionale realizzato da questi ultimi, è ottenuta conferendo ai correntini una continuità longitudinale attraverso la sistemazione di una piattina in acciaio nella parte superiore.

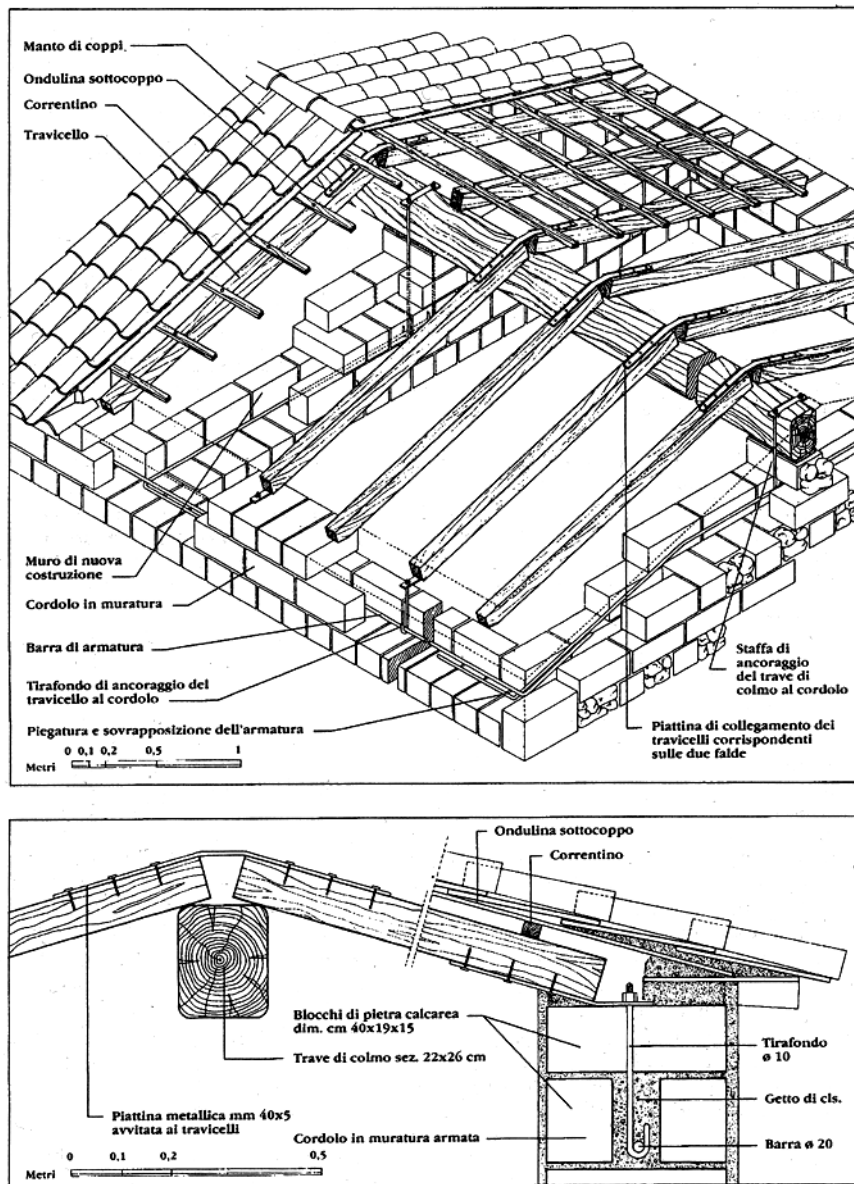


Fig. 13.22 - Dettagli costruttivi di intervento su un tetto in legno (7).

13.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

L'esame delle prescrizioni normative e delle istruzioni contenute nella Circolare Ministeriale e nella sua Appendice 3, induce ad alcune utili riflessioni sull'argomento.

È anzitutto fin troppo ovvio osservare che la materia, fondata su considerazioni di natura e difficoltà diverse, si presenta con un alto livello di complessità. Ciò è evidente considerando che nel testo del decreto indicazioni di carattere analitico si mescolano a prescrizioni di carattere più prevalentemente tecnico, in un insieme complicatissimo di raccomandazioni, prescrizioni, deduzioni e controdeduzioni. Ciò ovviamente deriva dalla natura stessa del problema che, per la materia trattata, forse si avvicina maggiormente ad un problema di carattere medico che ingegneristico.

Sulla base di tali considerazioni è fin troppo evidente che la lettura del dettato normativo comporta alcune osservazioni di carattere del tutto generale, osservazioni che dovrebbero indurre a riflessioni e deduzioni circa un futuro ripensamento della materia (17).

Anzitutto appare manifesto il carattere prevalentemente prescrittivo delle disposizioni, come se l'ottenimento di un risultato (l'elevazione del livello di sicurezza di un edificio) possa essere semplice conseguenza di una somma acritica e inconsapevole di indicazioni procedurali. Tale atteggiamento ha una diretta conseguenza nell'imposizione burocratica del soddisfacimento delle suddette prescrizioni, quale unico e ultimo fine di un controllo di sicurezza.

La seconda indicazione che discende dalla lettura della norma è la consapevolezza che la quasi totalità delle prescrizioni contenute nel decreto sono dirette esclusivamente alle "nuove" costruzioni e ai materiali e alle tecnologie "moderne".

A tal proposito basti osservare l'attenzione rivolta a tutti gli aspetti, comprendenti anche il dettaglio applicativo, relativi a metodologie di rinforzo strutturale basate su artifici e materiali "nuovi", a discapito di procedimenti antichi e infinitamente più collaudati, che, a causa forse della difficoltà di attuazione, sono spesso liquidati con poche parole, quando non completamente assenti. Ciò con buona pace delle valutazioni sui danni irreversibili che, spesso, interventi a forte carattere "invasivo" hanno avuto su edifici esistenti.

Infine, sempre a proposito delle succitate prescrizioni sul rinforzo, suggerite a volte caldamente, nessuna esigenza ha sentito il normatore di dedicare altrettanta attenzione ad almeno altri due aspetti riguardanti la materia: la *durabilità* e la *manutenzione* del bene.

In effetti la lettura della norma, piena di prescrizioni eccessivamente dettagliate, fa pensare che la stessa sia stata costruita e articolata in tal modo pensando di sopperire ad una diffusa carenza di professionalità degli addetti. Di qui la necessità di alternare, in maniera a volte contraddittoria, principi generali inderogabili a regole pratiche e/o applicative, che potrebbero meglio entrare a far parte di documenti esplicativi (non cogenti), favorendo così una maggiore chiarezza interpretativa del dettato legislativo.

In particolare, l'eliminazione di dettagli inutilmente pedanti favorirebbe il nascere di nuovi criteri di vigilanza, basati su un intelligente generale controllo di qualità, piuttosto che su una pedissequa osservazione del soddisfacimento della singola goletta normativa.

Si segnala, ad esempio, il caso del bene artistico e monumentale, per il quale è richiesto un esame a volte non rispettoso della Legge, come se un terremoto potesse soggiacere alla norma. Più giusto sarebbe in tal caso un esame dettagliato basato sulla storia sismica dell'immobile e sulle tecniche e i magisteri utilizzati nella sua costruzione. Tale, ad esempio è la filosofia posta alla base dell'*Eurocodice 8*: "*Design provisions for earthquake resistance of structures*", che nella parte 1-4: "*Strengthening and repair of buildings*" - *Annesso F* "*Particular considerations for historical buildings and monuments*", propone un approccio basato sulla interdisciplinarietà dell'analisi, avente come fine ultimo, oltre alla salvaguardia delle vite umane coinvolte, anche la tutela del valore culturale dell'immobile. In tal caso la progettazione dell'intervento deve basarsi oltre che sugli aspetti ingegneristici, anche sugli aspetti storici ed artistici: essa è quindi legata maggiormente a "Codici di pratica" pertinenti allo specifico centro storico interessato, piuttosto che a regole di carattere generale.

Un altro aspetto che sembra non essere presente nel decreto riguarda le *valutazioni di vulnerabilità*, le quali sono particolarmente legate a tutti gli aspetti relativi all'intervento sull'edilizia esistente. A tal proposito è di notevole interesse la lettura del succitato *Eurocodice 8 - Annesso D* "*Vulnerability methods*".

Decisioni sull'opportunità e sulla natura di interventi su immobili discendono da indicazioni correlate al rischio sismico. Questo, che è legato ai futuri danni attesi, è funzione di tre ordini di fattori: la vulnerabilità degli oggetti esposti (risposta di sistemi ad azioni esterne assegnate), la sismicità (pericolosità sismica) di una zona, l'esposizione dell'opera (correlata alle conseguenze in termini di offesa all'incolumità delle persone). In particolare, poi, la conoscenza della vulnerabilità è spesso il fattore decisivo tra i tre, dato che, ad esempio, in

Cap.13: Adeguamento e miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria (M. Mezzina, C. Dentamaro)

molti centri abitati antichi d'Europa il rischio sismico risulta per lo più da una vulnerabilità molto elevata, piuttosto che da una alta pericolosità.

Per tale motivo una stima accurata della vulnerabilità (e quindi del rischio) può permettere di ottimizzare (ed in particolare di minimizzare) l'intervento strutturale.

A tal fine è utile sottolineare quanto lo stesso annesso indica sulla raccolta di informazioni utili allo scopo di progettare un intervento "intelligente":

- i) informazione sul comportamento degli edifici tipici dell'area durante precedenti terremoti;
- ii) informazione sui materiali da costruzione ed i magisteri del passato;
- iii) informazione sui provvedimenti di adeguamento antisismico usati con successo nel passato;
- iv) informazione sui principali problemi incontrati nel passato nel corso di emergenze sismiche;
- v) informazione utile per decidere se il provvedimento di demolizione/ricostruzione di singoli edifici possa essere più utile di una riparazione (con ricostruzione eventualmente operata in altri siti).

Le osservazioni precedenti consentono in definitiva di affermare che i miglioramenti normativi devono basarsi soprattutto sul superamento della inopportuna commistione di principi e prescrizioni estremamente dettagliate, che non devono far parte di documenti cogenti. Tale superamento deve trovare soluzione nella distinzione, già esistente in Italia, tra Legge quadro (nel caso sismico la legge 02/02/74 n 64), Norma tecnica (il D.M. 16/01/96) e Istruzioni (Circolare Ministeriale). È infine da non trascurare l'opportunità di tendere sin da ora ad un'armonizzazione dei testi nazionali con i Codici Europei, che, anche se nel caso sismico sono ancora in fase di revisione, devono costituire comunque un utile punto di riferimento, quanto meno procedurale e filosofico.

In tal senso, l'eliminazione dal testo, sia della Legge che del Decreto attuativo, di inutili quanto inopportune forzature normative, porterebbe a dettati molto brevi e snelli, la cui interpretazione e applicazione non dovrebbe incontrare difficoltà né da parte dei professionisti (purché competenti), né da parte degli organi di controllo, né infine da parte dei magistrati preposti alla soluzione di eventuali contenziosi o giudizi.

Operando in tale maniera, tutte le indicazioni di dettaglio, le interpretazioni della norma, i procedimenti applicativi, le prescrizioni costruttive, che non facciano parte dei principi di base, devono trovare posto nella Circolare contenente le Istruzioni.

In maniera più esplicita, i principali punti da chiarire nelle Istruzioni dovrebbero riguardare:

a) Connessioni con il D.M. 20/11/87

Come più volte richiamato in questo Commentario, l'esistenza di un Decreto Ministeriale specifico sugli edifici a struttura muraria, decreto che peraltro è estremamente dettagliato fin negli aspetti più squisitamente applicativi, pone dei problemi di interconnessione normativa. Ciò tanto più in quanto il suddetto Decreto è esplicitamente richiamato nella norma sismica, al punto C.5.1 – Regole generali.

È bene che i richiami tra i due decreti (e le Circolari esplicative) compaiano in maniera chiara ogni qual volta sia opportuno. È infatti assolutamente insufficiente un aggancio generico, che come tale pone dei problemi di interpretazione, laddove applicato in modo specifico sui diversi punti normativi.

Occorre in particolare definire sino a che punto l'analisi dell'edificio, gli schemi strutturali e le modalità di verifica degli elementi murari proposti nel D.M. 20/11/87 vadano estesi anche al calcolo sismico.

b) Analisi delle sollecitazioni

È opportuno definire senza equivoci tutte le possibilità di analisi che la norma ritiene ammissibili.

Sarebbe bene definire, in analogia a quanto esiste nel Decreto contenente le Norme tecniche per gli edifici in c.a., nella sezione relativa al metodo semiprobabilistico agli stati limite, le diverse metodologie che è possibile seguire per la determinazione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche.

In questa sezione sarebbe auspicabile anche definire le leggi costitutive da utilizzare nei diversi metodi di calcolo proposti ed anche, laddove possibile, gli approcci algoritmici ritenuti più consoni alla soluzione del problema.

c) Schema strutturale

Poiché la scelta dello schema è uno dei punti fondamentali nella modellazione di un organismo strutturale, e poiché nel caso particolare di edifici in muratura la definizione del modello non è operazione semplice né routinaria, la disponibilità di alcune osservazioni di merito sui più comuni schemi statici utilizzati renderebbe inequivoca l'applicazione dei metodi di calcolo.

In particolare sarebbe opportuno definire degli schemi statici semplificati, che, rispettosi dell'equilibrio strutturale e possibilmente a vantaggio di sicurezza, siano ritenuti più appropriati per la definizione del modello. Così schemi costituiti da elementi monodimensionali, uniti a valutazioni derivate dalla meccanica dei corpi rigidi, potrebbero essere proposti con tutte le cautele del caso.

d) Verifica strutturale

È il punto in cui più si fa sentire la mancanza di una precisa connessione con il Decreto 20/11/87, pur essendo il punto cruciale nelle operazioni di valutazione meccanica dell'organismo.

È opportuno che i richiami siano fatti in maniera inequivoca e in tutti i punti interessati.

La proposta, poi, di diverse alternative alle verifiche numeriche potrebbe permettere l'adattamento ai vari problemi connessi alle diverse tipologie di sistemi murari che è possibile incontrare.

e) Provvedimenti tecnici di intervento

Dalla lettura del Decreto e dell'Allegato 3 della Circolare esplicativa, non emerge una posizione chiara del legislatore a favore di una precisa filosofia di intervento, soprattutto nel caso di edilizia storica o monumentale.

Atteso che è da intendere (vedi Annesso F alla parte 1-4 dell'Eurocodice 8):

- *Monumento* una costruzione avente un importante valore "culturale", così alto che si ritiene necessario garantire la sua conservazione, generalmente con i suoi caratteri architettonici, tipologici e materiali;
- *Edificio storico* un edificio di un'area urbana la quale ha valore "culturale" nel suo complesso (Area urbana storica), mentre l'edificio non ha da solo il carattere di monumento, per cui la conservazione riguarda gli aspetti generali riferiti alle tipologie e tecniche costruttive tipiche dell'intera area; sarebbe opportuno imporre ai provvedimenti tecnici almeno su tali categorie i seguenti caratteri:
- *Efficacia*: l'intervento deve essere efficace, e l'efficacia deve essere dimostrata con accertamenti o qualitativi o quantitativi;
- *Compatibilità*: l'intervento deve essere compatibile con la costruzione originale ed i suoi materiali, dai punti di vista chimico, meccanico, tecnologico ed architettonico;
- *Durabilità*: l'intervento deve essere condotto utilizzando materiali e tecniche con durabilità accertata, paragonabile a quella degli altri materiali presenti nell'edificio. Qualora la durabilità risulti minore, essa sarà accettabile soltanto se una sostituzione periodica è possibile e prevista;
- *Reversibilità*: gli interventi dovrebbero essere per quanto possibile reversibili, così da poter essere rimossi nel futuro ove prevalessero altri orientamenti.

13.4. ESEMPIO DI APPLICAZIONE

VERIFICA DI UN EDIFICIO STORICO SOTTOPOSTO AD ADEGUAMENTO SISMICO

Come è stato evidenziato nei paragrafi precedenti l'approccio normativo prevede di valutare il livello di sicurezza dei singoli elementi sia per azioni ortogonali al loro piano medio che per azioni in esso contenute. Seguendo tale logica, il D.M. 16/01/96, in connessione con il D.M. 20/11/87, consente di effettuare tutte le necessarie verifiche in maniera assolutamente "convenzionale", legando la resistenza limite del generico maschio a valori decurtati della sua area resistente.

Nel caso di edifici storici, come nell'esempio riportato di seguito, si è ritenuto opportuno affiancare, o alle volte sostituire, tali verifiche con analisi svolte allo stato limite di cinematico di singole parti strutturali, analisi

effettuate sulla base di evidenze comportamentali della scatola muraria desunte dall'osservazione del quadro lesivo presente nei vari maschi. È da sottolineare come tale ultimo tipo di verifica sia meno affetto da fattori di indeterminazione e incertezza sperimentale, in quanto legato in maniera assolutamente trascurabile alla legge costitutiva della muratura.

Si consideri un edificio a due piani situato in zona a bassa sismicità ($S = 6$), realizzato con murature in pietrame non consolidato, solai e tetto a falde lignei, per il quale si debba progettare un restauro antisismico. La situazione attuale dell'edificio è descritta dalle tavole di rilievo, riprese da (7), e riportate nelle Fig.13.23 (pianche), Fig.13.24 (prospetti), Fig.13.25 (sezioni).

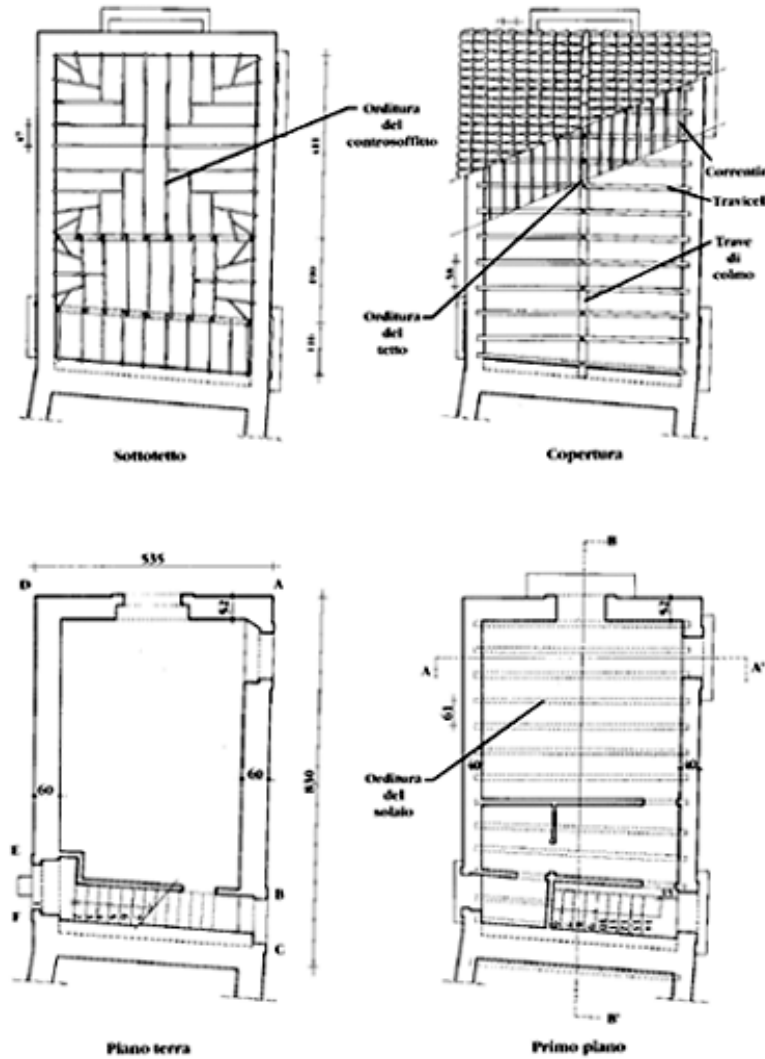


Fig. 13.23 - Rilievo: piante (7).

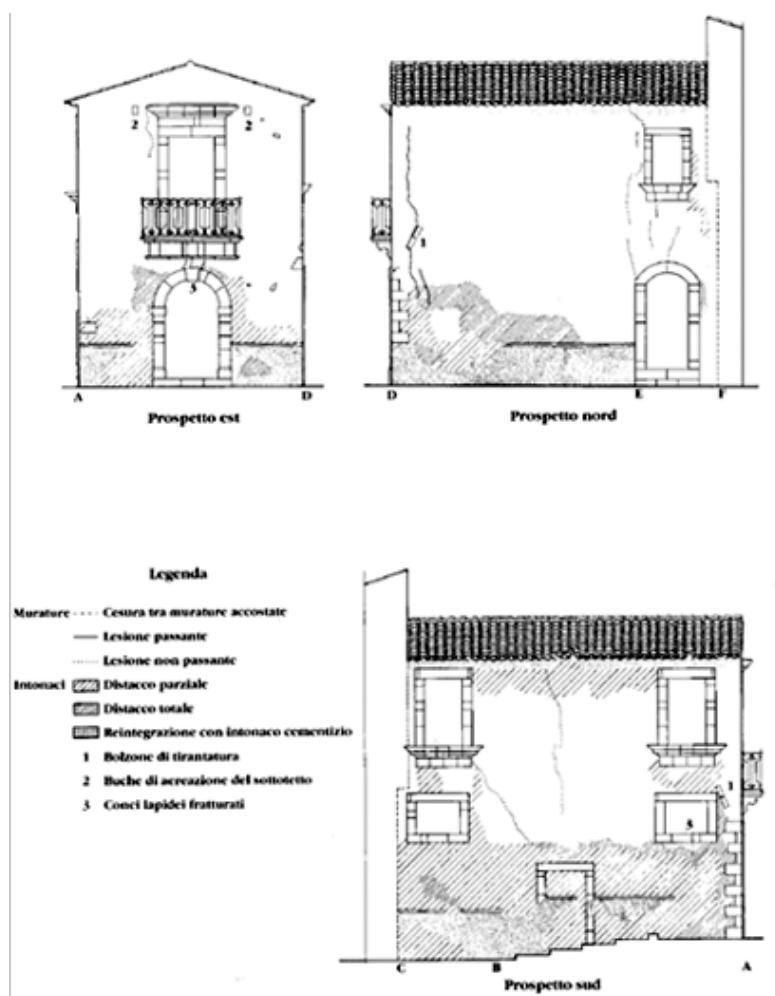


Fig. 13.24 - Rilievo: prospetti (7).

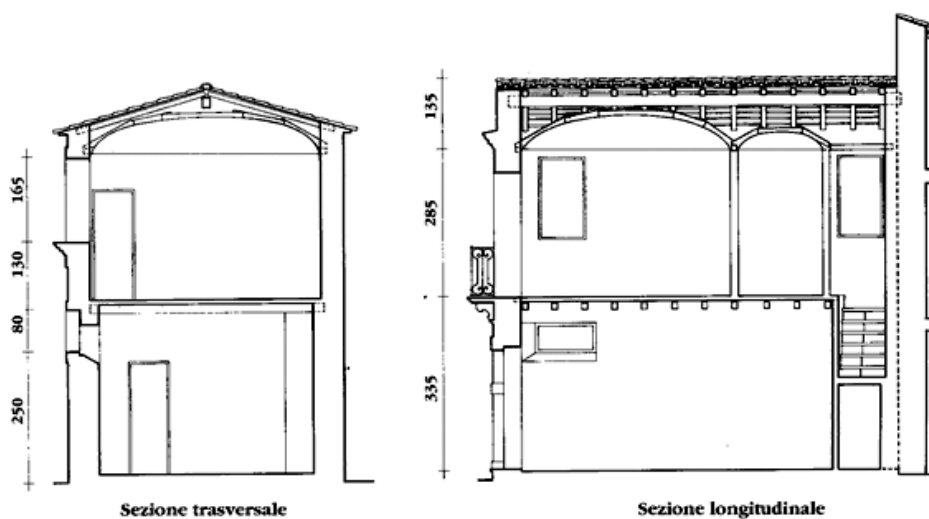


Fig. 13.25 - Rilievo: sezioni (7).

Caratteristiche generali dell'edificio

Poiché l'edificio si presenta piuttosto degradato (lesioni nei pannelli murari portanti e nelle zone degli incroci d'angolo, deterioramento degli orizzontamenti, della scala, delle cornici lapidee delle aperture e degli architravi

lignei), gli interventi da effettuare comprenderanno, oltre al rifacimento di tutte le parti strutturali che lo richiedano (solaio, copertura, sottotetto e scala), una serie di provvedimenti volti a favorire il più possibile il comportamento scatolare, conformemente a quanto esplicitamente indicato nelle norme.

A questo scopo sarà innanzitutto introdotta una nuova parete muraria trasversale (Fig. 13.26) che consentirà di ridurre la luce del trave di colmo e di collegare più efficacemente le pareti longitudinali. Inoltre la ricostruzione della scala potrà avvenire tessendo i gradini tra due muri portanti.

Si realizzerà poi un cordolo armato in corrispondenza di tutti i setti, a livello della copertura, che sarà riorganizzata in maniera tale da realizzare una buona collaborazione con il resto della struttura: i travicelli, ancorati nel cordolo, funzioneranno da incatenamenti, per contenere le pareti longitudinali, il trave di colmo sarà ben collegato ai timpani mediante staffe, onde prevenire il martellamento e il punzonamento degli stessi durante il sisma (Fig. 13.22).

Il nuovo solaio sarà realizzato in modo da garantire un'efficace ripartizione delle azioni orizzontali nel suo piano e saranno predisposti, nelle murature perimetrali e nel nuovo muro, tiranti ancorati con capochiave. Anche uno dei travicelli del solaio sarà progettato per svolgere la funzione di catena tra le pareti laterali.

Tutto ciò, come si è già detto, ha lo scopo di invocare un funzionamento di tipo tridimensionale, facendo sì che i pannelli murari siano sempre in grado di far fronte alle azioni orizzontali dovute al sisma nella maniera più efficace, vale a dire tramite la rigidezza a taglio nel loro piano.

Per completare il quadro degli interventi di risanamento strutturale da compiere, occorre aggiungere che tutte le lesioni andranno ricucite mediante introduzione di nuovi elementi al posto di quelli danneggiati, e altresì si provvederà alla sostituzione degli architravi lignei e delle cornici lapidee degradate.

Nella Fig. 13.26 è schematizzato il progetto di restauro appena illustrato.

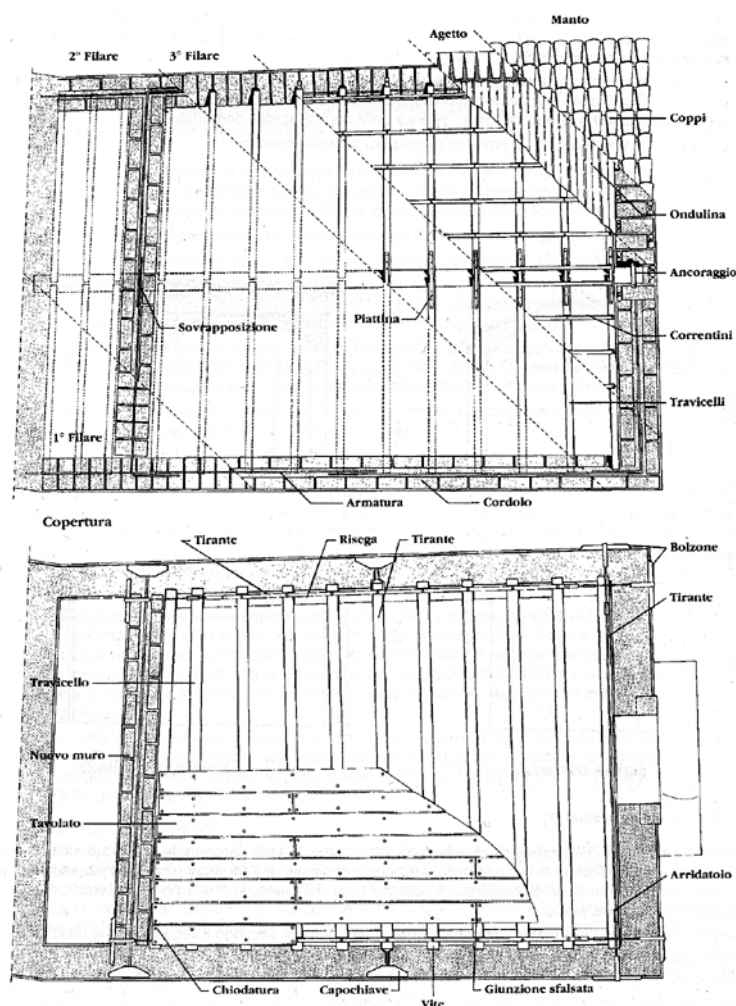


Fig. 13.26 - Esecutivi dell'intervento: solaio e copertura (7).

L'obiettivo principale dell'intervento di adeguamento, come è stato accennato, consiste nell'evitare il più possibile che le pareti siano sollecitate nella direzione ortogonale al loro piano medio, realizzando connessioni tra i setti nelle due direzioni. Scongiurato il collasso fuori del piano, si dovrà poi accertare la resistenza alle sollecitazioni agenti nel piano.

La verifica dell'idoneità dell'edificio ristrutturato procederà dunque secondo il seguente schema logico:

1. Verifiche statiche degli elementi strutturali in assenza di sisma (solaio, copertura, appoggio del trave di colmo sul timpano, resistenza delle sezioni di base dei muri, fondazioni, terreno).
2. Verifica delle pareti murarie: verifiche "locali", relative alle azioni fuori del piano che minacciano la stabilità dei singoli pannelli, e verifiche "globali" che chiamano in causa la resistenza nel piano dei vari pannelli. Si assume le tensione limite di calcolo f_d pari a 1 MPa.
3. Verifiche delle connessioni: ancoraggio dei tiranti metallici (resistenza del muro all'azione di strappo esercitata in corrispondenza del capochiave), ancoraggio dei travicelli della copertura nel cordolo di sommità (verifica dello scorrimento dovuto all'azione tagliante) e del trave di colmo nel timpano (onde evitare fenomeni di martellamento).

Le verifiche del punto 1, cioè le verifiche alle azioni verticali, devono essere eseguite come di consueto; si esaminano invece in dettaglio le verifiche delle pareti murarie al collasso.

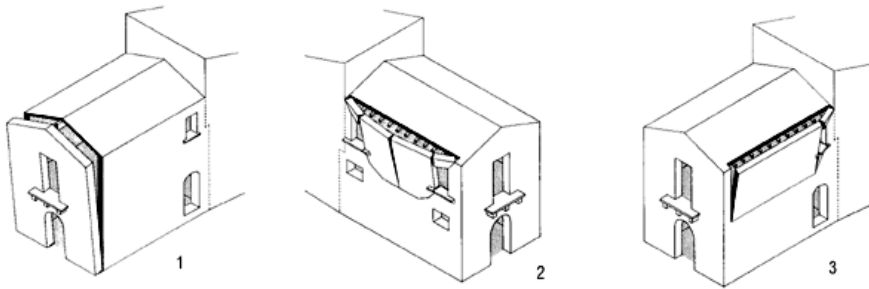


Fig. 13.27 - Meccanismi di danno (7).

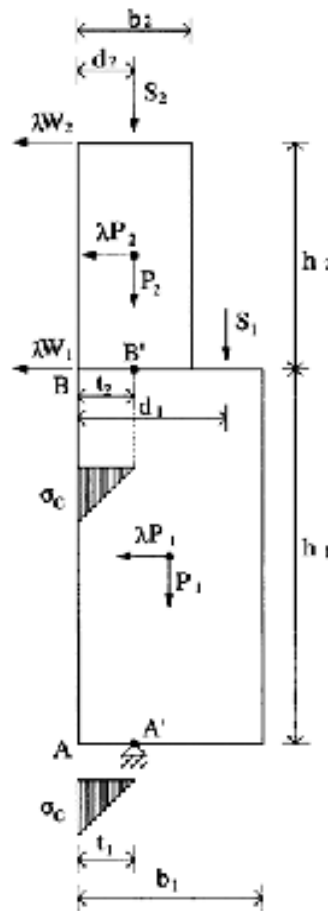


Fig. 13.28 - Verifica al ribaltamento.

13.4.1 VERIFICHE LOCALI

-Pareti laterali

La presenza di bucatore incolonnate delimita dei maschi murari che, se privi di efficaci collegamenti con i muri trasversali, tenderanno a ribaltare secondo il meccanismo parziale schematizzato nella figura (formazione di cerniera all'altezza della risega). L'altro meccanismo possibile è quello di ribaltamento globale alla base del setto.

- Parete frontale

In tal caso la muratura presenta spessore costante, e si può quindi prevedere il meccanismo di ribaltamento dell'intero pannello (meccanismo 3 di Fig. 13.27).

Verifica al ribaltamento delle pareti laterali

Si prende in esame una striscia di parete larga un metro, nella sua configurazione originaria (assenza di elementi di incatenamento), e si ricerca il massimo valore della spinta sismica per il quale sussiste l'equilibrio alla rotazione della porzione superiore di parete rispetto alla cerniera B', e dell'intera parete rispetto alla cerniera A' (Fig. 13.28). Tali cerniere sono individuate dal punto in cui termina la sezione reagente, la cui ampiezza (distanza t in figura) si può determinare limitando la massima tensione al lembo più compresso al valore $\sigma_c = 1 \text{ MPa}$.

- *Caratteristiche geometriche della parete*

$$\begin{aligned} b_1 &= 0.60\text{m}; & b_2 &= 0.40\text{m}; \\ d_1 &= 0.45\text{m}; & d_2 &= 0.35\text{m}; \\ h_1 &= 3.3\text{m}; & h_2 &= 3.3\text{m}; \end{aligned}$$

- *Carichi verticali*

Ai fini dell'equilibrio alla rotazione i carichi verticali sono stabilizzanti, pertanto nella combinazione di carico (punto B.8.2 del D.M. 16/1/96):

$$F = \gamma_g G_K + \gamma_q Q_K;$$

si dovranno assumere i valori:

$$\gamma_g = 1; \quad \gamma_q = 0;$$

con:

G_K = valore caratteristico dei carichi permanenti;

Q_K = valore caratteristico del sovraccarico accidentale.

Per la parete in esame si avrà:

- tetto (carico permanente = 0.87 KN, sovraccarico accidentale = 1 KN)

$$S_2 = 0.87 \text{ KN/m}^2 \cdot 1.62\text{m} = 1.41 \text{ KN};$$

- solaio intermedio (carico permanente = 1.61 KN, sovraccarico accidentale = 2 KN):

$$S_1 = 1.61 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.23\text{m} = 3.59 \text{ KN};$$

- peso proprio muri (peso di 1 mc di muro = 20 KN):

$$P_2 = 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 3.3 = 26.4 \text{ KN};$$

$$P_1 = 20 \text{ KN/m}^3 \cdot 0.60 \text{ m} \cdot 3.3 = 39.6 \text{ KN}.$$

Si ottengono dunque le seguenti distanze delle cerniere dal bordo esterno:

$$t_2 = \frac{2N_2}{\sigma_c 1000\text{mm}} = \frac{2(S_2 + P_2)}{\sigma_c 1000\text{mm}} = 55.6\text{mm} = 0.0556\text{m};$$

$$t_1 = \frac{2N_1}{\sigma_c 1000\text{mm}} = \frac{2(S_1 + P_1 + S_2 + P_2)}{\sigma_c 1000\text{mm}} = 142\text{mm} = 0.142\text{m}.$$

- *Carichi orizzontali*

Poiché si stanno prendendo in considerazione le azioni sismiche ortogonali alla parete, secondo il punto C.9.5.3 del D.M. 20/11/87, esse saranno date da un carico distribuito pari βC volte il peso della parete (che viene riportato nel baricentro), e da forze concentrate in corrispondenza dello scarico dei due orizzontamenti pari a $\beta C W_i$, con $W_i = G_i + Q_i$, $i = 1, 2$ (G_i =carico permanente totale, Q_i =sovraccarico accidentale).

Si ha dunque:

$$\lambda P_2 = \lambda \cdot 26.4 \text{ KN};$$

$$\lambda P_1 = \lambda \cdot 39.6 \text{ KN};$$

$$\lambda W_2 = \lambda \cdot (0.87 + 1) \text{ KN/m}^2 \cdot 1.62\text{m} = \lambda \cdot 3.03 \text{ KN};$$

$$\lambda W_1 = \lambda \cdot (1.61 + 2) \text{ KN/m}^2 \cdot 2.23\text{m} = \lambda \cdot 8.05 \text{ KN}.$$

-*Ribaltamento attorno alla cerniera A'* momento stabilizzante (carichi verticali):

$$M_S = S_2(d_2 - t_1) + P_2\left(\frac{b_2}{2} - t_1\right) + S_1(d_1 - t_1) + P_1\left(\frac{b_1}{2} - t_1\right) = 9.187\text{KN} \cdot \text{m};$$

momento ribaltante (azioni orizzontali):

$$M_R = \lambda_1 W_2(h_1 + h_2) + \lambda_1 P_2\left(\frac{h_2}{2} - h_1\right) + \lambda_1 W_1 h + \lambda_1 P_1 \frac{h_1}{2} = \lambda_1 242.59\text{KN} \cdot \text{m}.$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$\lambda_1 = 0.038.$$

- Ribaltamento attorno alla cerniera B' momento stabilizzante (carichi verticali):

$$M_S = S_2(d_2 - t_2) + P_2\left(\frac{b_2}{2} - t_2\right) = 3.8\text{KN} \cdot \text{m};$$

momento ribaltante (azioni orizzontali):

$$M_R = \lambda_2 W_2 h_1 + \lambda_2 P_2 \frac{h_2}{2} = \lambda_2 \cdot 53.6\text{KN} \cdot \text{m};$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$\lambda_2 = 0.071.$$

Il meccanismo più pericoloso è il ribaltamento dell'intera parete attorno alla cerniera A', che si verifica per il valore più basso del moltiplicatore di collasso. Tale valore è inoltre inferiore a quello che, conformemente alle prescrizioni normative, occorre assumere come dato di progetto, vale a dire $\lambda = \beta C = 4 \cdot 0.04 = 0.16$. Per tale motivo è necessario inserire dei tiranti posti alla sommità delle due porzioni di parete in corrispondenza degli orizzontamenti.

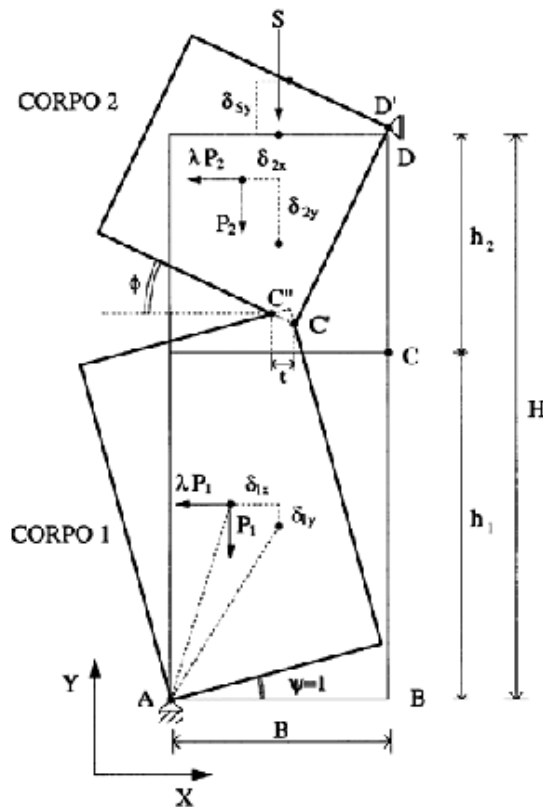


Fig. 13.29 - Meccanismo di rottura interna.

Rottura interna

La parete trattenuta dai tiranti è sicura nei confronti del ribaltamento, ma si potrebbe verificare il collasso per formazione di una cerniera nel tratto intermedio tra un tirante e l'altro; la muratura è infatti in grado di sopportare

la flessione solo in virtù dello sforzo assiale che mantiene la risultante delle azioni interna alla sezione. La situazione limite si raggiunge nel momento in cui la curva delle pressioni si viene a trovare ad una distanza di $t/3$ dal bordo esterno (raggiungimento del valore limite di compressione per la sezione parzializzata, con distribuzione elastica).

Per studiare questo meccanismo di rottura si fa riferimento ad uno schema di calcolo che tiene conto dell'effettiva parzializzazione della sezione, più aderente alla realtà di quello convenzionale che il D.M. 20/11/87 consente di adottare al punto 2.2.1.1. Questa verifica si può quindi considerare alternativa a quella esplicitamente riportata nel citato D.M.

Tale verifica a titolo esemplificativo si effettua in corrispondenza della seconda tesa della parete (13.29).
($H = 3.3$ m, $B = 0.40$ m, $t = 0.0556$ m, $P = 24.4$ KN, $S = 1.41$ KN)

L'altezza h_1 alla quale si forma la cerniera è determinata imponendo che il moltiplicatore λ dei carichi di collasso sia minimo. Come parametro adimensionale di calcolo è assunta l'incognita x :

$$h_1 = \frac{x-1}{x}H; \quad h_2 = \frac{H}{x}.$$

La condizione di equilibrio limite è espressa utilizzando il Principio dei Lavori Virtuali, imprimendo una rotazione virtuale $\Psi = 1$ attorno al punto A. Il corpo 2 ruoterà di conseguenza dell'angolo:

$$\Phi = \frac{h_1}{h_2} \Psi = \frac{h_1}{h_2} = x - 1.$$

Gli spostamenti dei baricentri e del punto di applicazione dello scarico del tetto, valutati nell'ambito della teoria del prim'ordine, sono:

$$\delta_{1y} = \frac{b}{2} \Psi = \frac{b}{2};$$

$$\delta_{1x} = \frac{h_1}{2} \Psi = \frac{h_1}{2} = \frac{x-1}{x} \frac{H}{2};$$

$$\delta_{2y} = \delta_{1y}(C'') + \frac{B}{2} \Phi = (B-t) + \left(\frac{B}{2} - t\right)(x-1) = (B-t) + \frac{B}{2}(x-1) = \frac{B}{2}(x+1) - tx;$$

$$\delta_{2x} = \frac{h_2}{2} \Phi = \frac{h_1}{2} = \frac{x-1}{2x}H;$$

$$\delta_{Sy} = \delta_{2y} = \frac{B}{2}(1+x) - tx.$$

Le forze che compiono lavoro sono i carichi verticali:

$$P_1 = \text{peso proprio della porzione inferiore di parete} = \frac{Ph_1}{H} = P \frac{x-1}{x};$$

$$P_2 = \text{peso proprio della porzione superiore di parete} = \frac{Ph_2}{H} = \frac{P}{x};$$

$$S = \text{scarico del tetto} = 1.41 \text{ KN};$$

e le azioni orizzontali:

$$F_1 = \lambda P_1 = \lambda P \frac{x-1}{x};$$

$$F_2 = \lambda P_2 = \lambda \frac{P}{x}.$$

Il P.L.V. consente di scrivere:

$$-P_1 \cdot \delta_{1y} - P_2 \cdot \delta_{2y} - S \cdot \delta_{Sy} + F_1 \cdot \delta_{1x} + F_2 \cdot \delta_{2x} = 0;$$

ovvero:

$$-P \frac{x-1}{x} \frac{B}{2} - \left(S \frac{P}{x} \left[\frac{B}{2} (1+x) - tx \right] + \lambda P \left(\frac{x-1}{x} \right)^2 \frac{H}{2} + \lambda \frac{P}{2x^2} (x-1) \right) = 0 ;$$

da cui si ricava il valore di λ in funzione di x :

$$\lambda = \frac{B}{2} \frac{\left[2x + \frac{S}{P} (1+x)x - \frac{2tx}{B} \left(1 + \frac{Sx}{P} \right) \right]}{(x-1)}$$

L'altezza della sezione di frattura cui corrisponde un λ minimo si ottiene imponendo che sia:

$$\frac{d}{dx}(\lambda) = 0 ;$$

che consente di ottenere:

$$x = 1 + \sqrt{2 \frac{P+S}{S} \left(1 - \frac{t}{B-2t} \right)} = 7.86 \quad \text{ed} \quad h_2 = 0.42 \text{ m.}$$

Il corrispondente valore del moltiplicatore di collasso è:

$$\lambda = 0.29.$$

Tale valore è superiore a quello di progetto, dato dalla normativa ($\lambda = 0.16$), per cui la parete in esame è sicura rispetto a meccanismi di rottura interna.

13.4.2. VERIFICHE GLOBALI

Si analizza ora la capacità dei setti murari di resistere nel loro piano alle azioni dovute al sisma che investono l'edificio nel suo insieme e che, grazie al suo comportamento scatolare, si suddividono tra le varie pareti.

Per quanto riguarda la valutazione delle forze orizzontali sulla generica parete, si osserva che esse sono determinate dalla trazione dei tiranti che riportano l'azione sismica sui maschi controventanti.

È da sottolineare che il comportamento spaziale dell'edificio è funzione della capacità di ripartizione dei vari orizzontamenti. In questo caso la risposta spaziale è determinata in maniera isostatica suddividendo il carico di piano in funzione dell'area di influenza di ciascun maschio, a causa della trascurabile rigidità estensionale delle chiusure orizzontali.

Si devono pertanto calcolare le trazioni dei tiranti sulla base delle reazioni di piano ottenute dagli equilibri alla rotazione nei cinematicismi di ribaltamento, sulla falsariga di quanto fatto nel Par. 13.4.1 dedicato alle verifiche locali, con le azioni orizzontali dedotte dal punto C.6.1.1 del D.M. 16/1/96 (azioni complanari):

$$F_i = \gamma_i C \beta W_i ;$$

dove:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} = \text{coefficiente di distribuzione};$$

(h_i = quota del generico piano rispetto allo spiccatto delle fondazioni);

$$C = \frac{S-2}{100} = 0.04 = \text{coefficiente di intensità sismica} ;$$

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2 = 4 = \text{coefficiente di struttura} ;$$

$$W_i = G_i + sQ_i ,$$

G_i = carico permanente, Q_i = sovraccarico accidentale, s = coefficiente di riduzione dei Sovraccarichi accidentali = 0.33).

Calcolo dei tiranti

Si fa riferimento alla situazione illustrata in Fig. 13.28.

- *Caratteristiche geometriche della parete*

$$b_1 = 0.60\text{m}; \quad b_2 = 0.40\text{m};$$

$$d_1 = 0.45\text{m}; \quad d_2 = 0.35\text{m};$$

$$h_1 = 3.3\text{m}; \quad h_2 = 3.3\text{m};$$

- *Carichi verticali:*

- tetto:

$$S_2 = 1.41 \text{ KN};$$

$$W_2 = 3.03 \text{ KN};$$

- solaio:

$$S_1 = 3.59 \text{ KN};$$

$$W_1 = 8.05 \text{ KN};$$

- peso proprio muri:

$$P_2 = 26.4 \text{ KN};$$

$$P_1 = 39.6 \text{ KN}.$$

Le distanze delle cerniere dal bordo esterno valgono:

$$t_2 = 0.0556 \text{ m};$$

$$t_1 = 0.142 \text{ m}.$$

- *Carichi orizzontali*

$$\sum_{j=1}^N W_j = W_1 + W_2 + P_1 + P_2 = 77.1 \text{ KN}.$$

$$\sum_{j=1}^N W_j h_j = W_1 h_1 + W_2 (h_1 + h_2) + P_1 \frac{h_1}{2} + P_2 (h_1 + \frac{h_2}{2}) = 242.64 \text{ KN} \cdot \text{m};$$

$$\gamma_{G_1} = 0.318 \cdot \frac{h_1}{2} = 0.525;$$

$$\gamma_{W_1} = 0.318 \cdot h_1 = 1.049;$$

$$\gamma_{G_2} = 0.318 \cdot (h_1 + \frac{h_2}{2}) = 1.574;$$

$$\gamma_{W_2} = 0.318 \cdot (h_1 + h_2) = 2.10;$$

$$\lambda F_{G_1} = \lambda \gamma_{G_1} P_1 = \lambda \cdot 20.79 \text{ KN};$$

$$\lambda F_{W_1} = \lambda \gamma_{W_1} W_1 = \lambda \cdot 8.44 \text{ KN};$$

$$\lambda F_{G_2} = \lambda \gamma_{G_2} P_2 = \lambda \cdot 41.55 \text{ KN};$$

$$\lambda F_{W_2} = \lambda \gamma_{W_2} W_2 = \lambda \cdot 6.363 \text{ KN};$$

- *Ribaltamento attorno alla cerniera B' (Calcolo del tirante T2)*

momento stabilizzante (carichi verticali e trazione tirante):

$$M_S = S_2 (d_2 - t_1) + P_2 \left(\frac{b_2}{2} - t_1 \right) + T_2 h_2 = 3.8 \text{ KN} \cdot \text{m} + T_2 h_2;$$

momento ribaltante (azioni orizzontali):

$$M_R = \lambda F_{W_2} h_2 + \lambda F_{G_2} \frac{h_2}{2} = \lambda \cdot 89.55 \text{ KN} \cdot \text{m} ;$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$T_2 = \frac{(89.55\lambda - 3.8)\text{KN} \cdot \text{m}}{h_2} = (27.14 \lambda - 1.15) \text{ KN} ;$$

Per $\lambda = C \beta = 0.16$ si ottiene $T_2 = 3.19 \text{ KN}$, valore in base al quale occorre dimensionare il tirante 2.

- *Ribaltamento attorno alla cerniera A' (Calcolo del tirante T_1)* momento stabilizzante (carichi verticali e trazioni tiranti):

$$M_S = S_2 (d_2 - t_1) + P_2 \left(\frac{b_2}{2} - t_1 \right) + S_1 (d_1 - t_1) + P_1 \left(\frac{b_1}{2} - t_1 \right) + T_2 (h_1 + h_2) + T_1 h_1 =$$
$$= (179.12 \lambda + 7.59) \text{ KN} \cdot \text{m} + T_1 h_1 ;$$

momento ribaltante (azioni orizzontali):

$$M_R = \lambda F_{W_2} (h_1 + h_2) + \lambda F_{G_2} \left(h_1 + \frac{h_2}{2} \right) + \lambda F_{W_1} \cdot h_1 + \lambda F_{G_1} \frac{h_1}{2} = \lambda \cdot 309.81 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

Imponendo la condizione di equilibrio dei momenti $M_S = M_R$ si ricava:

$$T_1 = \frac{(13.69\lambda - 7.59)\text{KN} \cdot \text{m}}{h_1} = (39.60 \lambda - 2.3) \text{ KN}.$$

Per $\lambda = C \beta = 0.16$ si ottiene $T_1 = 4.03 \text{ KN}$, valore di calcolo.

Verifica della parete frontale AD alle azioni nel piano (Rottura per formazione di cinematismo)

I meccanismi di collasso da esaminare ora sono quelli che avvengono nel piano del setto. Essi sono legati alla resistenza a trazione della muratura (formazione di lesioni e distacco di porzioni del pannello).

Alcune considerazioni dettate dall'esperienza permettono di assumere quale meccanismo di piano quello, illustrato in Fig. 13.30, che considera come modalità di rottura la fessurazione diagonale del generico pannello. Il rispetto dell'equilibrio alla traslazione di piano consente di valutare il moltiplicatore di collasso utilizzando le azioni sismiche ricavate in precedenza.

Nella parete di facciata si possono individuare quattro pannelli, a due a due posti in parallelo.

Quote dei baricentri dei pannelli:

$$h_{G_a} = 1.30 \text{ m} ; h_{G_b} = 4.65 \text{ m} ; h_{G_c} = 3.03 \text{ m} ; h_{G_d} = 6.52 \text{ m} ; h_t = 7.65 \text{ m}.$$

- *Carichi verticali*

Carico trasmesso dal tetto:

$$S = (0.87 \text{ KN} / \text{m}^2 \cdot 3.40 \text{ m} \cdot 2.675 \text{ m} + 0.41 \text{ KN} / \text{m} \cdot 3.40 \text{ m}) = 9.31 \text{ KN}, \quad (\gamma_G = 1, \gamma_Q = 0).$$

Pesi propri dei pannelli:

$$P_a = 20 \text{ KN} / \text{m}^3 \cdot 1.9 \text{ m} \cdot 2.6 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 51.38 \text{ KN} ;$$
$$P_b = 20 \text{ KN} / \text{m}^3 \cdot 2.1 \text{ m} \cdot 2.4 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 52.42 \text{ KN} ;$$
$$P_c = 20 \text{ KN} / \text{m}^3 \cdot 0.85 \text{ m} \cdot 2.675 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 23.65 \text{ KN} ;$$
$$P_d = 20 \text{ KN} / \text{m}^3 \cdot (0.75 + 0.53) \text{ m} \cdot 2.675 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} = 35.48 \text{ KN}.$$

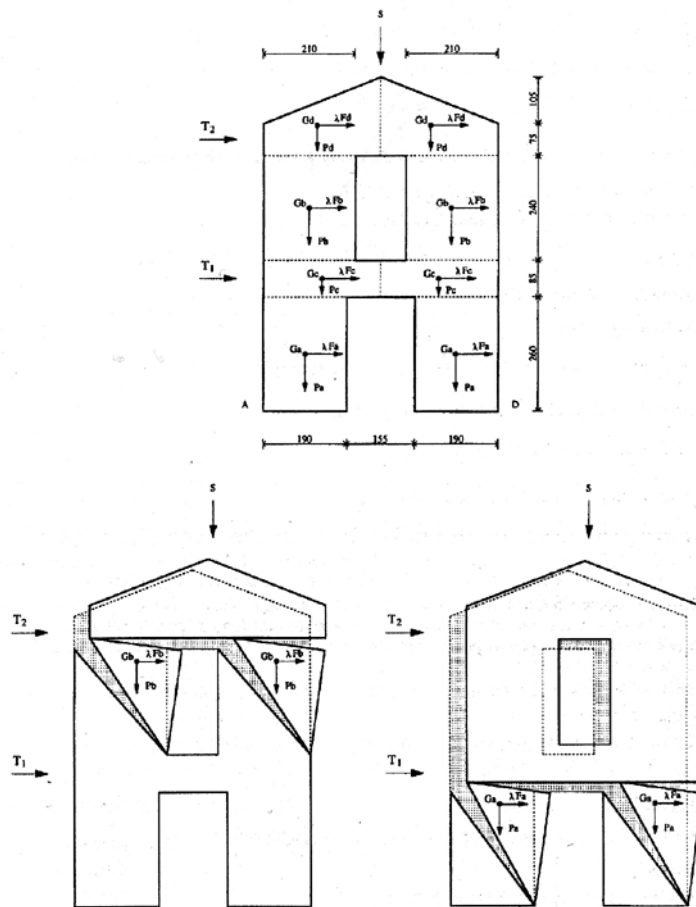


Fig. 13.30 - Cinematismi di piano.

- Carichi orizzontali

Le azioni dei tiranti calcolate precedentemente vengono raddoppiate per tener conto dell'eventualità del sincronismo di moto delle due pareti laterali (si fa presente che il valore ottenuto era relativo ad una striscia di parete larga 1 m, quindi esso va moltiplicato per l'interasse tra le due pareti trasversali, e cioè per 3.40 m):

$$\begin{aligned} \bar{T}_1 &= 2 (39.60 \lambda - 2.3) \text{ KN / m} \cdot 3.40 \text{ m} = (340.14 \lambda - 15.64) \text{ KN}; \\ \bar{T}_2 &= 2 (27.14 \lambda - 1.15) \text{ KN / m} \cdot 3.40 \text{ m} = (184.55 \lambda - 7.82) \text{ KN}; \\ \bar{T}_1 + \bar{T}_2 &= (453.83 \lambda - 23.46) \text{ KN}. \end{aligned}$$

-Verifica dei pannelli superiori

In generale la forza sismica trasmessa dai tiranti si ripartisce tra i vari pannelli in cui è suddivisa la parete; in questo caso la geometria della parete consente di affermare che l'azione orizzontale sarà ugualmente ripartita tra i due maschi murari.

La situazione per il singolo pannello é la seguente:

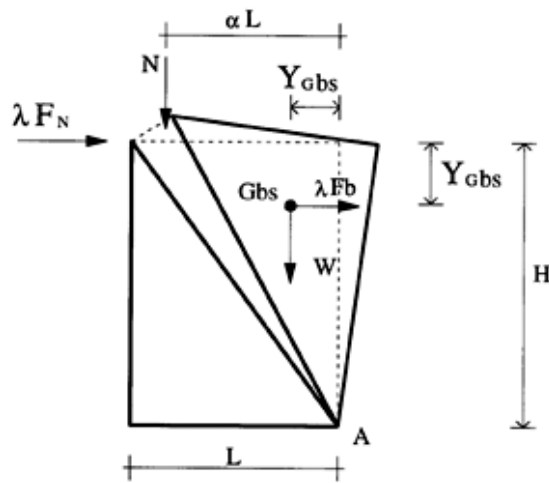


Fig. 13.31 - Cinematismo del singolo pannello.

Dimensioni del pannello:

$$\begin{aligned} L &= 2.10 \text{ m;} \\ H &= 2.40 \text{ m;} \\ b &= 0.52 \text{ m;} \end{aligned}$$

peso specifico muratura = 20KN/m³.

Il coefficiente α nella Fig. 13.31 definisce la distanza del carico verticale sul pannello dal bordo compresso. Esso è uguale ad uno solo nel caso, puramente teorico, in cui il contatto avviene puntualmente sul vertice. In realtà si ha una zona di contatto di una certa ampiezza, per cui, a favore di sicurezza (il carico verticale fornisce un contributo stabilizzante) si assume $\alpha=0.75$.

Carichi sovrastanti il pannello:

$$N = \frac{S}{2} + P_d = 40.14 \text{ KN.}$$

Peso della porzione di pannello soggetta al cinematismo:

$$W_s = \frac{1}{2} P_b = 26.21 \text{ KN.}$$

Carichi orizzontali:

$$\sum_{j=1}^N W_j = \frac{S}{2} + P_a + P_b + P_c + P_d = 167.59 \text{ KN;}$$

$$\sum_{j=1}^N W_j h_j = \frac{S}{2} h_t + P_a h_{G_a} + P_b h_{G_b} + P_c h_{G_c} + P_d h_{G_d} = 649.59 \text{ KN} \cdot \text{m;}$$

$$\frac{\sum_{j=1}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} = 0.258;$$

$$\begin{aligned} \gamma_{G_a} &= h_{G_a} \cdot 0.258 = 0.335; \\ \gamma_{G_b} &= h_{G_b} \cdot 0.258 = 1.20; \\ \gamma_{G_c} &= h_{G_c} \cdot 0.258 = 0.782; \\ \gamma_{G_d} &= h_{G_d} \cdot 0.258 = 1.682; \\ \gamma_S &= h_t \cdot 0.258 = 1.974; \\ \lambda F_a &= \lambda \gamma_{G_a} P_a = \lambda \cdot 17.21 \text{ KN}; \\ \lambda F_b &= \lambda \gamma_{G_b} P_b = \lambda \cdot 62.90 \text{ KN}; \\ \lambda F_c &= \lambda \gamma_{G_c} P_c = \lambda \cdot 18.49 \text{ KN}; \\ \lambda F_d &= \lambda \gamma_{G_d} P_d = \lambda \cdot 59.68 \text{ KN}; \\ \lambda F_S &= \lambda \gamma_S \frac{S}{2} = \lambda \cdot 9.20 \text{ (KN)}. \end{aligned}$$

Si applica il Principio dei Lavori Virtuali al cinematiso ipotizzato, imponendo una rotazione unitaria =1 (Fig. 13.31). La posizione del baricentro G_{bs} della porzione di pannello che si distacca e le componenti del suo spostamento in seguito alla rotazione sono:

$$\begin{aligned} x_{G_{bs}} &= \frac{L}{3}; \\ y_{G_{bs}} &= \frac{2H}{3}; \\ \delta y_{G_{bs}} &= \frac{L}{3} \Psi = \frac{L}{3}; \\ \delta x_{G_{bs}} &= \frac{2H}{3} \Psi = \frac{2H}{3}. \end{aligned}$$

Lo spostamento orizzontale del bordo superiore del pannello (dove sono applicate le forze d'inerzia F_i associate ai carichi verticali e l'azione del tirante) è:

$$\delta x_T = \delta x_N = H \Psi = H.$$

Lo spostamento verticale del punto di applicazione del carico verticale N è:

$$\delta y_N = \alpha L \Psi = \alpha L.$$

L'equazione di equilibrio di piano si scrive:

$$\begin{aligned} -2 N \delta y_N - 2 W \delta y_{G_{bs}} + 2 \lambda (F_d + F_S) \delta x_{G_{xN}} + 2 \lambda F_b \delta x_{G_{bs}} + \bar{T}_2 \delta x_T &= 0; \\ -2 N \alpha L - 2 W \frac{L}{3} + 2 \lambda (F_d + F_S) H + 2 \lambda F_b \frac{2}{3} H + \bar{T}_2 H &= 0. \end{aligned}$$

Si ottiene:

$$\lambda = 0.187.$$

superiore al valore 0.16 dato dalla normativa.

In maniera del tutto analoga si effettua poi la verifica per i pannelli inferiori, ottenendo $\lambda = 0.21$, ancora una volta superiore al valore normativo.

Verifica della parete frontale AD alle azioni nel piano (Verifiche tensionali medie secondo il D.M. 20/11/87)

In alternativa all'analisi limite appena illustrata, si propone la verifica della parete in esame secondo il procedimento suggerito dal D.M. 20/11/87.

Come si è detto nei paragrafi precedenti, i risultati del calcolo, riportati di seguito, sono da leggere comunque in parallelo con quelli ottenuti con la metodologia appena adoperata, al fine di ottenere ulteriori conferme.

- Schema di calcolo

Cap.13: Adeguamento e miglioramento per gli edifici in muratura ordinaria (M. Mezzina, C. Dentamaro)

La parete in esame, assoggettata ai carichi verticali ed orizzontali, definiti nei paragrafi precedenti, è esaminata sulla base di due distinte modellazioni; entrambe assumono un comportamento elastico-lineare per i costituenti, utilizzando una logica che, a favore di sicurezza, prescinde da ogni possibilità di redistribuzione tensionale in fase post-elastica. Tale approccio consente di evitare ogni assunzione sulle modalità di comportamento degli elementi al di là del limite elastico, e, conseguentemente, anche sul limite di duttilità che la normativa impone di controllare. Ciò riduce al minimo indispensabile le scelte relative alla modellazione numerica della parete, limitandole esclusivamente alla scelta dello schema strutturale che si ritiene più idoneo.

Come si è già detto nei paragrafi precedenti esistono molti schemi che sono ritenuti ammissibili per il calcolo delle sollecitazioni negli elementi.

In questo esempio l'analisi è stata condotta utilizzando le sollecitazioni derivanti da uno schema a telaio piano con nodi rigidi di dimensione finita, e, in alternativa, uno schema ottenuto modellando l'intera parete con elementi finiti quadrangolari a quattro nodi.

In questo secondo caso, al fine di ricondurre i risultati nell'ambito richiesto dal D.M. 20/11/87, le tensioni locali sono state integrate sull'intera sezione trasversale dei maschi murari, ottenendo così le caratteristiche della sollecitazione equivalenti.

In Fig. 13.32 sono mostrati i due schemi di calcolo utilizzati nell'analisi, e i campi di tensione ottenuti nell'analisi ad elementi finiti. Le sezioni prese in esame per le verifiche tensionali sono quelle poste al piede della parete. Le sollecitazioni per il maschio di sinistra e per quello di destra sono riportate di seguito, con riferimento ai due schemi di calcolo.

■ Telaio a nodi rigidi

	Maschio di sinistra	Maschio di destra
N	120.61 KN	171.66 KN
T	24.50 KN	24.52 KN
M	53.68 KN m	51.73 KN m

■ Modello ad elementi finiti

	Maschio di sinistra	Maschio di destra
N	125.43 KN	185.20 KN
T	23.24 KN	25.86 KN
M	47.08 KN m	62.29 KN m

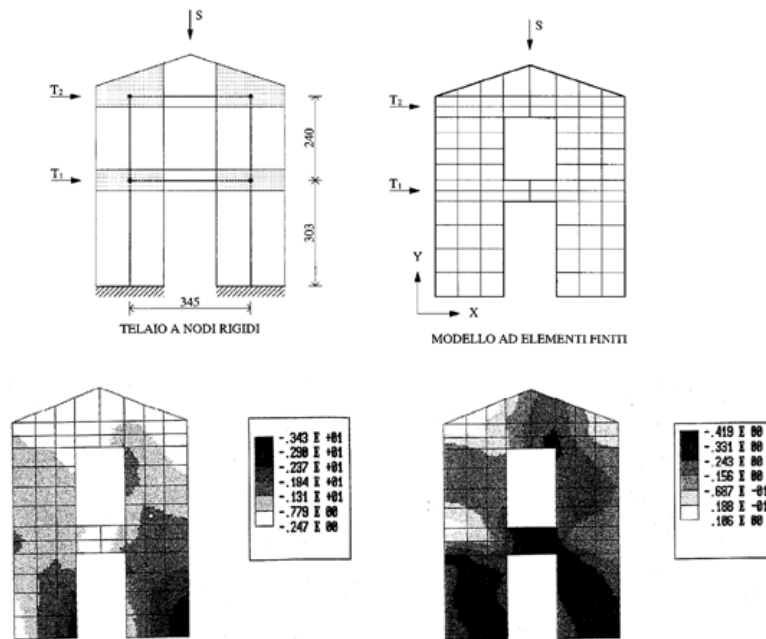


Fig. 13.32 - Schemi di calcolo e mappe tensionali.

Nei punti successivi si riportano, a titolo esemplificativo, le verifiche a pressoflessione e taglio per il maschio di sinistra.

È da sottolineare che tale verifica non è esaustiva, in quanto occorre prendere in considerazione tutte le possibili combinazioni di carico previste dalle norme.

- *Verifica a pressoflessione*

Le verifiche sono effettuate utilizzando i valori rinvenuti dallo schema a telaio. La procedura prevista dal D.M. impone innanzitutto di calcolare l'eccentricità longitudinale e_b del carico N_d ; essa vale:

$$e_b = \frac{M_b}{N_d} = \frac{53.68}{120.61} = 0.455 \text{ m.}$$

Tale eccentricità e_b non deve superare il limite indicato dalla seguente espressione:

$$\frac{6e_b}{L} = 1.41 < 2.$$

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che il carico verticale di calcolo N_d sia inferiore al carico di rottura del muro, in applicazione della seguente espressione:

$$N_d = \Phi_t \Phi_b f_d A,$$

in cui:

A =area della sezione orizzontale del muro;

f_d =resistenza a compressione di calcolo del muro;

Φ_t =coefficiente di riduzione della resistenza in funzione delle eccentricità trasversali;

Φ_b = coefficiente di riduzione della resistenza .

- *Calcolo di Φ_t*

Si assume che l'eccentricità strutturale e_s sia nulla, mentre l'eccentricità accidentale derivante da tolleranze di esecuzione sia:

$$e_a = \frac{2.60\text{m}}{200} = 0.013 \text{ m;}$$

$$e_t = |e_s| + |e_a| = 0.013 \text{ m;}$$

Dalla tabella in normativa si ricava:

$$m_t = \frac{6e_t}{t} = 0.15;$$

-Calcolo di Φ_b

$$e_b = 0.455 \text{ m}; \quad m_b = 1.41;$$

ponendo $h/t=0$ nella tabella della normativa si ricava:

$$\Phi_b = 0.443;$$

$$N_d = 120.61 \text{ KN} < \Phi_t \Phi_b f_d A = 391 \text{ KN};$$

con $f_d = 1 \text{ MPa}$, $A=(1.9 \cdot 0.52) \text{ m}^2$.

-Verifica a taglio

Affinché la sezione del muro risulti verificata, occorre che l'azione orizzontale di calcolo V_d sia inferiore alla resistenza a taglio di calcolo f_{Vd} secondo la seguente espressione:

$$V_d \leq \beta f_{Vd} A;$$

con β = coefficiente di parzializzazione della sezione.

- Calcolo di β

$$\frac{6e_b}{L} = 1.41 > 1;$$

si dovrà pertanto calcolare β mediante l'espressione:

$$\beta = \frac{3}{2} - \frac{3e_b}{L} = 0.795$$

In assenza di determinazioni sperimentali, la verifica viene effettuata eseguendo direttamente un controllo sulla resistenza a taglio in assenza di carichi verticali f_{Vd0} , necessaria per il soddisfacimento della precedente disequaglianza.

Infatti:

$$f_{Vd} = f_{Vd0} + 0.4 \frac{N_d}{A};$$

da cui:

$$f_{Vd0} \geq \frac{V_d}{\beta A} - 0.4 \frac{N_d}{A}.$$

Si ottiene una f_{Vd0} minima negativa, e pertanto la verifica è soddisfatta.

13.5. CONCLUSIONI

La materia trattata in questo capitolo risulta connotata da un carattere particolare in maniera evidente. Essa, in quanto operante su un organismo strutturale già in essere, a volte anche da centinaia di anni, deve fare i conti con situazioni meccaniche spesso difficilmente valutabili ed inquadrabili in schemi precostituiti. È già stato sottolineato che per questo motivo l'atteggiamento da tenere deve avvicinarsi più a quello di un medico, che esamina un paziente valutando i caratteri particolari della sua anamnesi, piuttosto che dell'ingegnere, che pretende di fornire ricette precise, inquadrare in metodologie precostituite ed attuate in maniera spesso acritica.

In risposta a tale esigenza la Norma deve abbandonare il più possibile la sua natura prescrittiva e cogente, cercando di perseguire invece un approccio indirizzato all'attuazione di particolari codici di pratica, costruiti sulla base di considerazioni magari interdisciplinari e tarate comunque sul problema in esame.

Un argomento per tutti.

La larga utilizzazione di iniezioni, perforazioni armate, pre-sollecitazioni ed altri magisteri lontani dalle tecnologie adoperate nel passato, se non sorretta da severe valutazioni circa la loro efficacia, può portare spesso a danni irreparabili nell'organismo strutturale, danni a volte di contenuto più disastroso di quelli provocati dallo

stesso evento sismico. Viceversa, l'impiego di tecniche più "amichevoli", dello stesso tipo di quelle adoperate in origine nella costruzione dell'immobile, nel proporre un impatto meno deciso sul suo regime statico, riescono ad assecondarne il funzionamento, comportando in definitiva un miglioramento a livello della sicurezza, a volte in maniera cruciale e sicuramente con carattere di elevata durezza.

In proposito è opportuno rimarcare che edifici esistenti da decenni, se non da secoli, caratterizzati da struttura non puntiforme, ma continua, come le strutture murarie, trovano spesso configurazioni di equilibrio diverse da quelle previste in sede di progetto o prevedibili in sede di risanamento. È allora molto più pericoloso alterare tali configurazioni con interventi di pesante "miglioramento", piuttosto che correggere semplicemente le malfunzioni più evidenti, con la volontà di assecondare la meccanica già consolidata all'interno dell'organismo.

Tale deve essere in definitiva la filosofia di base delle norme che non può rimanere indifferente a queste motivazioni e neutrale nei riguardi dell'analisi dei succitati "principi di base", i quali, come tali, dovrebbero, soli, formare il corpo prescrittivo di un Decreto riguardante l'ingegneria antisismica delle costruzioni murarie esistenti.

13.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) Alberto Defez, *“Il consolidamento degli edifici”*, Liguori Editore, Napoli, 1981.
- (2) Franco Braga, *“Criteri e tecniche di intervento sulle strutture murarie”*, ne IL CONSOLIDAMENTO DELLE COSTRUZIONI a cura di G. Del Piero, Lezioni tenute al 2° Convegno di studio sul Consolidamento delle Costruzioni, Udine 21-26 Giugno 1982, Collana di Ingegneria strutturale, n. 1, pp. 121-152, CISM Udine.
- (3) Ente Regionale Toscano per l’assistenza tecnica e gestionale, *“Tecnica e pratica del Recupero edilizio”*, ALINEA Editrice, Firenze 1986.
- (4) *Raccomandazioni relative agli interventi sul patrimonio monumentale a tipologia specialistica in zone sismiche*. Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, Giugno 1986, Atti del 1° Seminario di Studi: La protezione del patrimonio culturale, la questione sismica, Istituzioni e Ricerca Universitaria, Venezia, Aprile 1987.
- (5) Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987 *“Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”*, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n. 285 del 5 Dicembre 1987.
- (6) Mauro Dolce, *“Comportamento degli edifici e modellazione delle pareti per azioni fuori del piano”*, Corso sul “Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica”, Coordinatore Franco Braga, Ordine degli Ingegneri della Provincia di Potenza, Febbraio 1989.
- (7) *“Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia”*, a cura di Antonino Giuffrè, Editori Laterza
- (8) *Direttive per la redazione ed esecuzione di progetti di restauro comprendenti interventi di “miglioramento” antisismico e “manutenzione” nei complessi architettonici di valore storico-artistico in zona sismica*, Documento approvato dal Comitato Nazionale per la Prevenzione del Patrimonio Culturale dal Rischio Sismico, Luglio 1989.
- (9) Claudio Modena, *“Il calcolo delle murature: esempi ed indicazioni pratiche”*, Costruire in Laterizio, Gennaio-Febbraio 1989, n. 7, pp. 47-54, PEG Editrice, Milano.
- (10) Carlo Gavarini, *“L’intervento sul patrimonio monumentale esposto al rischio sismico”*, Costruire in Laterizio, Luglio-Agosto 1990, n. 16, pp. 267-271, PEG Editrice, Milano.
- (11) Paolo Rocchi, Carmen Piccirilli, *“Manuale del consolidamento: contributo alla nascente trattatistica”*, Edizioni DEI, Tipografia del Genio Civile, Roma 1991.
- (12) G. Righetti e L. Bari, *“L’edificio in muratura”*, Edizioni Lambda, Padova, 1993.
- (13) Corrado Latina, *“Muratura portante in laterizio: Tecnologia, Progetto, Architettura”*, Edizioni Laterconsult, Roma, 1994.
- (14) Giuseppe Pistone, *“Analisi strutturale al calcolatore del comportamento della chiesa di S. Giovanni Battista in Farigliano (Cuneo)”*, Costruire in Laterizio, Novembre-Dicembre 1995, n. 48, pp. 460-465, DiBaio Editore, Milano.
- (15) Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996 *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale n 29 del 5 Febbraio 1996.
- (16) Ministero dei Lavori Pubblici - Presidenza del Consiglio Superiore - Servizio Tecnico Centrale - Circolare *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”*.
- (17) Carlo Gavarini, *“Aspetti fondamentali delle normative sismiche per le costruzioni in muratura”*, Atti del Convegno Nazionale *“La meccanica delle murature tra teoria e progetto”*, Messina 18-20 Settembre 1996, pp. 523-527, Pitagora Editrice, Bologna, 1996.