

MATERIALI PER L'APPROFONDIMENTO DI ALCUNI TEMI DELLA MOSTRA

4

Alcuni Aspetti del Problema del Consolidamento delle Strutture

- 4.1 Cenni sullo studio sperimentale della resistenza sismica delle strutture
- 4.2 La logica della progettazione degli interventi di adeguamento antisismico
- 4.3 Una metodologia per la valutazione della sicurezza nei monumenti
- 4.4 Criteri d'intervento in zona sismica
- 4.5 Nota sulle tecniche di consolidamento a mezzo di iniezioni di miscele leganti

LA PROTEZIONE DEL PATRIMONIO MONUMENTALE
DAL RISCHIO SISMICO Termini del Problema

MATERIALI PER L'APPROFONDIMENTO DI ALCUNI TEMI DELLA MOSTRA

4.1 Mario Casirati

Cenni sullo Studio Sperimentale della Resistenza Sismica delle
Strutture

Lo studio del comportamento di una struttura di fronte ai terremoti, e quindi, in ultima analisi, il giudizio sulla sua capacità di resistere a un sisma, può trovare nell'indagine sperimentale un aiuto di importanza spesso decisiva. Infatti, in molti casi, dei due possibili tipi di approccio al problema, analitico e sperimentale, quello esclusivamente analitico può incontrare notevoli difficoltà, che possono assumere, in sintesi, uno o entrambi dei seguenti aspetti:

- la struttura è troppo complessa per essere schematizzata con sufficiente attendibilità senza portare a procedimenti eccessivamente onerosi;

- le "condizioni al contorno" del problema e i dati di ingresso del calcolo sono di difficile quantificazione da un punto di vista numerico.

In questi casi, l'approccio sperimentale al problema diviene praticamente indispensabile, come l'unico che automaticamente può prenderne in considerazione e metterne correttamente in conto tutti gli aspetti.

Sperimentalmente, lo studio del comportamento sismico di

una struttura può essere affrontato per due vie notevolmente diverse. Una, che definiremo diretta, consiste nel sottoporre la struttura (il prototipo, oppure un suo "simulacro" o un suo modello, come vedremo più avanti) a un movimento che riproduce esattamente quello di un sisma e nel valutare le conseguenze nel comportamento strutturale o funzionale che quel movimento ha prodotto; la seconda, che può essere definita di tipo "ibrido", consiste nel ricavare per via sperimentale quelle caratteristiche dinamiche della struttura sulla base delle quali è successivamente possibile, sotto determinate ipotesi, ricavare analiticamente la risposta della struttura stessa a un qualsiasi evento dinamico e quindi, in particolare, sismico.

Si è accennato sopra alla possibilità di sottoporre all'indagine sperimentale non solo la struttura reale, ma anche un suo "simulacro" o un suo modello fisico.

Con il termine "simulacro" si indica un prototipo (in scala reale) della struttura, tuttavia riprodotta per la sola parte che interessa dal punto di vista strutturale, ossia, per esempio, senza meccanismi o accessori non influenti sulla risposta sismica.

Il modello fisico, come è noto dalla teoria della similitudine, offre invece la possibilità di simulare, su una riproduzione in scala ridotta e secondo determinate leggi, i comportamenti della struttura reale soggetta all'azione di carichi anch'essi riprodotti rispettando i criteri di similitudine.

La scelta tra le possibili vie attraverso le quali si può

giungere alla verifica sperimentale può essere orientata sia dal tipo di struttura, sia dalla fase della vita della struttura in cui è richiesta l'indagine, sia infine dagli scopi dell'indagine stessa.

Se durante la fase di progetto è richiesta l'indagine su una grande struttura (diga, ponte, ecc.), lo studio non potrà che essere fatto su modello, e potrà essere condotto fino a rottura; se invece è richiesta per una struttura di tipo "ripetitivo" (come si ha in genere nel campo della prefabbricazione) sarà più opportuno sottoporre ad esame un prototipo. In fase di collaudo, è possibile eseguire l'indagine sia sul prototipo, sia sul modello: è ovvio che - nel caso di grandi strutture - lo studio sul prototipo non potrà essere esteso fino alla rottura; mentre ciò sarà fattibile, ad esempio, per strutture di minori dimensioni e di produzione di serie (come un prefabbricato o un componente elettromeccanico, nel qual caso l'indagine può giungere a determinarne i limiti di malfunzionamento).

Quanto alla scelta tra metodo "ibrido" e metodo diretto, lo scopo dell'indagine può essere decisivo: per un'installazione in un luogo e in un ambiente ben definiti, il secondo metodo può essere più indicativo, mentre il primo - per la sua maggiore generalità - verrà preferito nel caso di indagini su strutture aventi un campo di applicazione e un'area di installazione più vasti.

Anche le tecniche sperimentali per giungere alla determinazione del comportamento sismico possono differire in funzione del metodo scelto per l'indagine, oltre che della tipologia del

la struttura in esame.

Si è detto che adottando il metodo definito "ibrido", ossia misto sperimentale-analitico, la sperimentazione giunge a determinare le caratteristiche dinamiche della struttura. Queste sono, fondamentalmente, i periodi propri, le forme modali (ossia le deformate dinamiche assunte dalla struttura quando vibra con un periodo uguale a uno dei suoi periodi propri) e la capacità di dissipare energia (smorzamento): sono caratteristiche intrinseche alla struttura, che dipendono solo dalla tipologia strutturale e dai materiali, e non dal tipo di eccitazione dinamica ad essa applicata. Ne segue che, almeno dal punto di vista teorico e trascurando possibili difficoltà di ordine pratico, qualsiasi tecnica di indagine dinamica può essere adottata per determinare tali caratteristiche, in quanto esse possono venire ricavate dalla risposta della struttura a un'eccitazione dinamica di qualsivoglia natura.

Normalmente, perché il metodo è di più agevole applicazione, si sottopone la struttura a forze sinusoidali di intensità costante e di frequenza variabile nel campo di interesse: la risposta della struttura raggiunge valori massimi in corrispondenza dei periodi propri della stessa; l'ampiezza della risposta nei diversi punti della struttura è proporzionale alla forma modale e l'andamento della risposta in funzione del periodo fornisce un criterio di valutazione delle capacità smorzanti. Si è già avuto modo di ricordare che la conoscenza di queste proprietà della struttura consente di ricavare, applicando le tecniche di calcolo dell'analisi modale, la risposta della struttura stessa a un qualsiasi evento dinamico di cui siano note le caratteristiche.

Come si è detto, le tecniche che possono venire adottate per applicare alla struttura le azioni dinamiche necessarie per determinarne la risposta sono varie: fondamentalmente, peraltro, esse rientrano in due categorie: quelle che fanno uso di forze concentrate (per mezzo di attuatori idraulici, pulsatori elettromagnetici, vibratori meccanici), o di un'eccitazione alla base della struttura, fornita da una tavola vibrante, cui la struttura stessa viene vincolata.

Si danno cenni sommari delle diverse tecniche operative.

Nella prima si determinano le caratteristiche dinamiche mediante modello facendo uso di una serie di pulsatori elettrodinamici. Dopo un'indagine preliminare che consente di localizzare i periodi propri della struttura, l'entità delle forze erogate dai pulsatori e i loro sfasamenti vengono opportunamente regolati, in corrispondenza di ogni periodo proprio, in modo da evidenziare le caratteristiche dinamiche del solo modo in esame. La strumentazione usata consente di ottenere (per ogni modo analizzato) i valori delle accelerazioni (e quindi delle forze di inerzia in gioco), degli sforzi principali, delle sovrappressioni idrodinamiche, ecc.

Una seconda tecnica consiste nell'effettuazione di una prova di qualifica sismica su prefabbricati di grandi dimensioni. La prova si esegue utilizzando un vibratore meccanico a masse eccentriche controrotanti, in grado di erogare forze sinusoidali fino a 20 ton, installato sulla copertura dell'edificio. Oltre che la determinazione delle caratteristiche dinamiche, prove di questo tipo consentono di effettuare una vera e propria

qualifica sismica dell'edificio, che viene sottoposto ad accelerazioni assai elevate (in alcuni casi fino al 70-80% di quella di gravità).

E' opportuno sottolineare che la strumentazione installata permette di raccogliere informazioni non solo sul comportamento globale della struttura, ma anche su quello dei singoli elementi e dei particolari costruttivi, come giunti e collegamenti, inseriti nel reale schema strutturale dell'edificio.

Si cita infine uno studio effettuato, per conto del Politecnico di Milano nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica, su un modello in scala 1 : 2 di una tipica costruzione rurale in pietra a due piani, al fine di saggiarne la resistenza sismica e l'efficacia degli interventi di riparazione.

Il modello, del peso di oltre 20 ton, è stato vincolato ad una tavola vibrante, ed è stato sottoposto, in fasi successive, a terremoti (si è utilizzato uno degli accelerogrammi registrati durante il terremoto Irpino-Lucano del novembre 1980) di intensità crescente fino a provocarne il parziale collasso.

Dopo la riparazione, eseguita mediante iniezioni e con l'uso di tiranti, le prove sono state ripetute giungendo agli stessi livelli di accelerazione raggiunti prima della riparazione, senza provocare danni.

Tralasciando di entrare in dettagli, per quanto riguarda le tecniche di eccitazione con forze concentrate, concluderemo con un breve cenno alle caratteristiche delle tavole vibranti

e alla moderna strumentazione normalmente utilizzata per il monitoraggio della risposta e l'elaborazione dei dati.

Una tavola vibrante è costituita essenzialmente da una rigida piattaforma in grado di muoversi in una o più direzioni, simultaneamente o no. Il movimento è fornito o da vibratorii elettrodinamici o da attuatori idraulici, che, comandati e controllati da complesse apparecchiature elettroniche, sono in grado di riprodurre movimenti di caratteristiche qualsivoglia, quali, ad esempio, l'accelerogramma di un sisma realmente avvenuto; inoltre, mediante speciali circuiti di controreazione, possono mantenere al moto impresso alla base della struttura in prova le caratteristiche volute, indipendentemente dalle diverse forze che la struttura stessa scarica sulla piattaforma, in conseguenza della diversa ampiezza della sua risposta alle varie frequenze.

La risposta della struttura viene misurata con sensori di vario tipo (sismometri, accelerometri, misuratori di spostamento, estensimetri, ecc.) capaci di dare in uscita un segnale elettrico proporzionale all'ampiezza della risposta stessa: questi segnali, opportunamente amplificati, vengono misurati e immagazzinati nella memoria di un calcolatore, che - oltre all'elaborazione dei dati sperimentali - nei moderni sistemi presiede alla gestione di tutta la prova.

A conclusione di questa breve esposizione, vale la pena di sottolineare che la sperimentazione ha mantenuto e rafforzato il suo ruolo nel campo dell'indagine scientifica grazie al-

l'applicazione degli strumenti offerti dall'elettronica, conseguenti al formidabile sviluppo di questa disciplina negli ultimi anni. Infatti, l'introduzione di strumenti di misura elettronici e l'automazione dei procedimenti di indagine e di elaborazione per mezzo di calcolatori di processo hanno permesso non solo di incrementare il numero e il tipo delle misure ma di snellire, in maniera decisiva, il lavoro di elaborazione e di interpretazione dei dati, il che consente di ottenere i risultati dell'indagine praticamente in tempo reale.

LA PROTEZIONE DEL PATRIMONIO MONUMENTALE
DAL RISCHIO SISMICO Termini del Problema

MATERIALI PER L'APPROFONDIMENTO DI ALCUNI TEMI DELLA MOSTRA

4.2 Antonino Gallo Curcio

La Logica della Progettazione degli Interventi di Adeguamento
Antisismico

Premessa

L'adeguamento antisismico degli edifici esistenti nel nostro Paese solleva un problema di notevoli dimensioni, sia per i contenuti tecnico-scientifici che comporta, sia per la vastità del patrimonio edilizio da consolidare.

Se si escludono infatti le opere edificate nel rispetto delle varie normative antisismiche, sempre relativamente recenti e in vigore in limitate aree definite dalle Leggi ad elevato rischio sismico, la quasi totalità delle costruzioni edilizie risulta, in misura più o meno rilevante, vulnerabile sotto l'azione di un terremoto di non trascurabile intensità. Tra le costruzioni per così dire "indifese" non vi è dubbio che in primo luogo figurano quelle antiche, come risulta sistematicamente evidente dai dissesti conseguenti ad un terremoto. Le antiche costruzioni infatti, oltre all'essere caratterizzate da una specifica feribilità sismica della struttura muraria, sono state soggette, nel corso del tempo, a trasformazioni che

quasi sempre hanno provocato nella struttura originaria un degrado della capacità resistiva, aggravato dal naturale invecchiamento degli elementi componenti la struttura medesima.

La soluzione del problema dell'adeguamento antisismico delle antiche o vecchie costruzioni murarie si pone quindi come necessaria, oltre che per garantire agli abitanti un accettabile livello di sopravvivenza di fronte alle future possibili calamità naturali, anche ai fini della conservazione del patrimonio monumentale ed in particolare di quello più antico che, proprio perché tale, mentre per i motivi sopra detti risulta più vulnerabile, costituisce per contro un documento unico e irripetibile.

Gli interventi di adeguamento antisismico, anche se in linea teorica possono essere realizzati dopo l'azione del sisma, risultano più razionalmente progettati e quindi più efficaci ed economici quando siano eseguiti preventivamente. L'opportunità di intervenire preventivamente nasce dalla considerazione che, ove il danno sismico abbia superato un certo livello (livello da definire in relazione ai caratteri specifici di ciascuna costruzione), diventa problematico il lavoro di recupero e, in casi estremi, pericolosa ogni operazione (a cominciare da quella del rilievo dello stato di fatto) connessa all'iter dell'intervento di consolidamento ed adeguamento antisismico.

Le operazioni di rinforzo eseguite con metodologie e tecniche corrette, anche se "dosate" in maniera inadeguata all'effettiva sismicità del sito (che peraltro non può mai essere con sicurezza valutata, data la natura aleatoria del fenomeno) inducono nella costruzione una notevole capacità di difesa tale da

far sì che i danni conseguenti all'azione distruttrice del terremoto non sconvolgano il bene architettonico da tramandare, quale testimonianza storico-artistica, e siano facilmente riassorbibili con modesti interventi, quasi da definire di straordinaria manutenzione.

Nel seguito dell'esposizione si tenterà di porre le basi della problematica tecnica del consolidamento di una costruzione in muratura; consolidamento da eseguire per assicurare all'edificio un prefissato livello di resistenza alle azioni di origine sismica che probabilmente potranno manifestarsi nel corso della prevedibile vita della costruzione.

1 Azioni Indotte dal Sisma

Il sisma, per quanto ci riguarda e cioè di là dalle interpretazioni genetiche, si manifesta con uno scuotimento del terreno, che provoca nel fabbricato ad esso connesso movimenti ondulatori e sussultori, per fortuna rapidamente smorzati (tempo massimo di un terremoto, compresa la "coda", dell'ordine di qualche decina di secondi). Tale benefico smorzamento è dovuto alla dissipazione dell'energia liberata durante il sisma, sia nel terreno attraversato sia nel complesso della costruzione in elevazione.

I movimenti, a carattere ciclico, trasmessi alla costruzione dal terreno di fondazione, generano forze di carattere i-

nerziale ovvero forze dipendenti dalle accelerazioni e dalle masse della costruzione in movimento.

Lo studio delle azioni e delle conseguenti sollecitazioni indotte sul fabbricato dovrebbe essere affrontato, per un rigoroso approccio, tenendo presente la natura dinamica del fenomeno; tuttavia, e tanto più per una antica costruzione in muratura, può assumersi un modello, sufficientemente approssimato alla realtà, che ipotizza sulla struttura l'applicazione statica delle dette forze inerziali.

Tali azioni si valutano come una quota parte della forza peso W

$$F = K \cdot W$$

Il "coefficiente sismico" K , dipende da molteplici fattori: dalla sismicità del sito; dalla natura del terreno di fondazione; dalle caratteristiche di massa e di rigidità della costruzione ($T_0 =$ "periodo proprio"); dalla capacità dissipativa e di redistribuzione delle sollecitazioni sulla struttura; dal grado di sicurezza che si vuole attribuire alla costruzione (in relazione all'importanza logistica, storico-artistica, o al contenuto intrinseco di rischio).

Nella normativa (1981) rivolta alle riparazioni ed adeguamenti degli edifici di muratura danneggiati dal sisma, per le azioni orizzontali, è riportata l'espressione (v. App. - n. 1)

$$K_h = C \cdot \beta \quad (0,16 \div 0,40)$$

con verifica da effettuarsi allo stato limite di collasso, ma con un coefficiente di sicurezza aggiuntivo, celato nei valori prescritti delle resistenze specifiche a rottura del materiale.

Per le azioni verticali indotte dal sisma, la normativa attuale impone verifiche specifiche solo in particolari elementi strutturali. In effetti, mentre di norma la costruzione non è progettata per resistere alle azioni orizzontali se non espressamente a priori individuate (vento, sisma), l'incremento delle sollecitazioni verticali, dovute alla componente sussultoria del terremoto, può essere facilmente assorbito dalla struttura resistente, già di per sé concepita, se ben concepita, per resistere alle azioni gravitazionali (pesi).

2 Capacità Reattiva delle Costruzioni

Sotto le azioni del sisma, le singole componenti strutturali dell'edificio rispondono con una propria capacità reattiva - dipendente anche dallo stato di sollecitazione per le forze gravitazionali -, che raggiunge il massimo valore allo stato limite ultimo di fessurazione o di collasso, secondo la specificità funzionale dell'elemento considerato.

Per convenzione (normativa), il valore della resistenza della costruzione nel suo complesso è limitato a quello massimo raggiungibile dall'elemento strutturale più debole. In effetti la crisi di un solo elemento strutturale innesca la perdita di stabilità di tutti gli altri elementi a questo connessi; e se non sempre è possibile riscontrare una uniformità di "peso" statico in una qualunque costruzione, è pur vero che in un edificio a carattere monumentale le limitazioni più cospicue ad un efficace consolidamento penalizzano proprio l'elemento struttu-

rale supporto della testimonianza storico-artistica da tramandare.

In ogni caso, si dovrà pertanto controllare che la capacità reattiva della costruzione fornisca una forza

$$F^{(r)} = K^{(r)} \cdot W \geq K \cdot W$$

sia per la componente verticale che per quella orizzontale, ovvero:

$$K_v^{(r)} \geq K_v \quad ; \quad K_h^{(r)} \geq K_h$$

3 Comportamento di una Costruzione Muraria

Il comportamento di una vecchia costruzione, sotto l'azione di un sisma, è determinato dalla capacità reattiva del suo elemento strutturale più importante: la muratura, elemento verticale avente il compito di trasferire al suolo tutte le sollecitazioni agenti sull'edificio. Gli altri elementi strutturali non presentano, se in discrete condizioni di conservazione, una suscettibilità rilevante; gli eventuali danni che possono subire sono sempre legati al rapporto che queste strutture hanno con la muratura in corrispondenza del collegamento mutuo.

La muratura degli antichi edifici è costituita da elementi inerti naturali (pietra squadrata, a spigoli vivi, a spigoli arrotondati), o artificiali (mattoni, più o meno cotti), collegati tra loro dalla malta di allettamento.

La resistenza specifica a compressione, dipendente in maniera più o meno rilevante - a seconda del tipo di muratura -

dalla qualità della malta, è quasi sempre di valore modesto.

Alla scarsa resistenza specifica a compressione si associa una ancor più modesta resistenza a trazione, che in molti casi può essere del tutto trascurata.

Le rilevanti dimensioni della struttura muraria, conseguenti ai due precisati difetti intrinseci dell'antica muratura, comportano inevitabilmente l'insorgere di azioni sismiche di elevato valore, essendo queste, come si è già detto, proporzionali alle masse inerziali dell'edificio. Tali elevate azioni sismiche sono peraltro mal sopportate per i detti difetti caratteristici, difetti esaltantisi con il tempo per il naturale degrado della malta di collegamento, se non pozzolanica.

Si aggiunga ora un'altra "manchevolezza" intrinseca alla muratura: la scarsa duttilità (la proprietà di manifestare da parte di un elemento resistente la massima capacità reattiva con grandi spostamenti plastici). Ciò comporta due conseguenze negative:

- la scarsa dissipazione dell'energia trasmessa alla struttura dal terreno durante il sisma, se non attraverso il meccanismo di rottura;

- la ridotta capacità di redistribuzione delle sollecitazioni, attraverso un meccanismo di trasferimento di queste dagli elementi strutturali più sollecitati a quelli meno impegnati.

E' pur vero che, affinché questo benefico effetto di redistribuzione possa avvenire, non è solo necessario che gli elementi strutturali abbiano un comportamento duttile, ma anche che questi siano efficacemente collegati tra loro ed attraverso "dia

frammi" infinitamente rigidi nel proprio piano.

Infine, per la mancanza di una adeguata connessione dei vari elementi strutturali (pareti, solai e coperture sconnesse tra loro ed in loro), non solo la duttilità, anche se scarsa, non viene sfruttata nelle vecchie costruzioni, ma i vari elementi murari si trovano a dover sopportare rilevanti sollecitazioni flessionali, originate anche dalle forze concentrate provenienti dalle strutture orizzontali. La presenza infatti di efficienti collegamenti tra muri e solaio, rigidamente connesso nel proprio piano, fa sì che, per il giuoco delle differenti rigidità, le azioni sismiche a livello di piano si scaricano prevalentemente sui muri la cui giacitura risulta parallela alle azioni (comportamento a lastra); se poi i vari specchi murari sono ben collegati tra loro, per la presenza di vincoli lungo i bordi di questi, anche le sollecitazioni flessionali, conseguenti alle azioni proprie ortogonali al piano del muro (comportamento a piastra), si riducono notevolmente.

Questo trasferimento delle forze verso i muri più rigidi risulta benefico perché - come si può vedere in appendice, n. 2 - gli elementi murari sollecitati parallelamente al proprio piano (lastre) manifestano una capacità reattiva notevolmente superiore a quella fornita dagli elementi sollecitati ortogonalmente (piastre).

4 Il Consolidamento ed Adeguamento Antisismico

Per migliorare il comportamento delle antiche costruzioni

in muratura, risulta opportuno riattivare l'efficienza della malta di collegamento - mediante iniezioni di malte trattate, sia a base inorganica che organica -, nonché collegare quanto più possibile i vari elementi strutturali tra loro.

Tali interventi, se da un lato assicurano un notevole consolidamento ed un miglioramento del comportamento globale reattivo dell'intero complesso edilizio, tuttavia non sempre possono da soli considerarsi pienamente risolutivi del problema dell'adeguamento antisismico. E' necessario che, contemporaneamente, si analizzi il nuovo complesso "monolitico" della costruzione. Può infatti accadere che i vari elementi strutturali siano mal "distribuiti" in pianta ed in elevazione, e che pertanto sia opportuno, onde ridurre anche le sollecitazioni indotte di carattere torsionale, prevedere alcuni scollegamenti o tagli e/o migliorare il comportamento di alcuni elementi murari nei riguardi non solo della resistenza, ma anche della duttilità.

Come si vede, non è possibile individuare "rimedi" validi per tutte le situazioni; per cui ogni caso va analizzato in modo specifico, dopo una attenta valutazione dello stato di fatto, operando per le prescrizioni progettuali dell'intervento in modo critico e, beninteso, nel rispetto dei condizionamenti imposti dalla natura del bene da conservare.

Comunque, per una corretta progettazione degli interventi di adeguamento antisismico occorre avvalersi di un metodo di calcolo che verifichi la bontà della soluzione progettuale proposta e suggerisca gli opportuni "dosaggi" e modifiche.

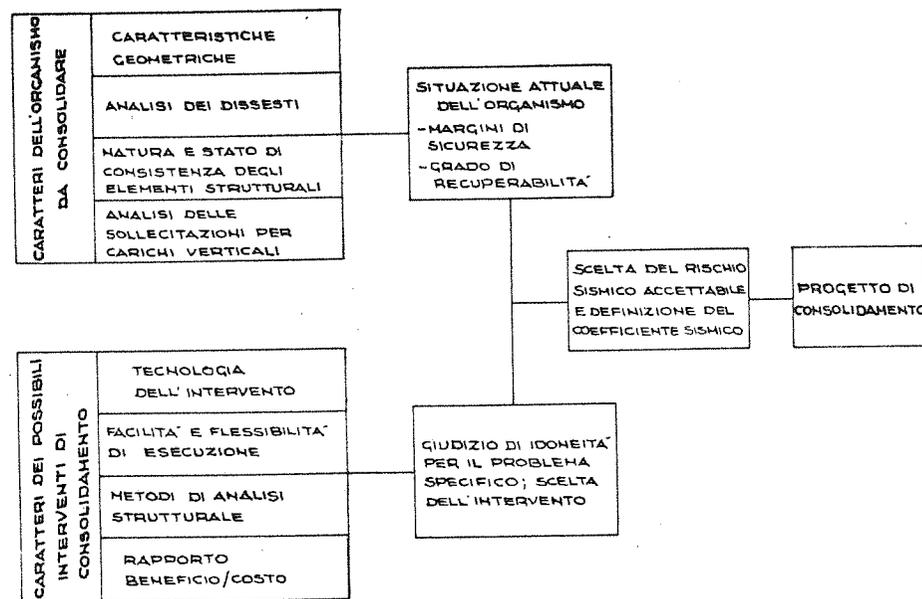
Tali metodi dovranno adeguarsi allo schema dell'organismo strutturale da consolidare, così come intuito dal progettista,

ed essere calibrati - in relazione alla più o meno grande complessità di elaborazione - al livello di conoscenza dei parametri fondamentali in giuoco.

A titolo di esempio è riportato lo schema logico operativo del metodo di verifica POR (v. appendice, n. 3).

Nello schema a blocchi che segue è riportata, come sintesi del discorso fatto, la successione logica delle fasi operative che bisogna percorrere per arrivare ad una corretta esecuzione di quelle opere di consolidamento che siano idonee ad adeguare la costruzione alle esigenze strutturali imposte dalle prevedibili azioni di origine sismica.

**SUCCESSIONE DELLE FASI OPERATIVE
PER LA DEFINIZIONE DEL PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO**



5 Studio dello Stato di Fatto (+)

5.1 Rilevamento

La conoscenza dell'organismo, nello stato di fatto, è intesa come individuazione di:

- caratteristiche geometriche;
- tipologie costruttive;
- qualità e stato di conservazione degli elementi strutturali;
- stato di sollecitazione ai carichi verticali ed alle azioni sismiche e conseguente valutazione delle riserve di sicurezza.

Trattasi di operazione fondamentale, sia per i più evidenti riflessi sulla scelta critica della tecnica d'intervento e sulla definizione del progetto di consolidamento, che per l'individuazione delle riserve di sicurezza al sisma prima dell'intervento stesso. Tale indagine condiziona e determina infatti gli accorgimenti da adottare prima e durante le operazioni di restauro. In tal senso gioca un ruolo determinante la conoscenza delle presollecitazioni, nelle murature, dovute ai carichi verticali: la risposta alle azioni sismiche risulta infatti condizionata dal livello di carico presente.

(+) Elaborato da: M.Aquilino, A.Gallo Curcio, F.Piccarreta: "Rilevamento e rappresentazione dello stato di fatto", C.N.R.-P.F.G., pubblicazione n. 367, 1980.

Tra l'altro esso costituisce un utile documento di archivio per eventuali futuri interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Vengono qui di seguito riportati i "documenti" di rilievo dello stato di fatto, nell'ordine temporale della loro stesura.

Il primo e il terzo documento sono relativi alle vere e proprie indagini di rilevamento, in sito ed in laboratorio, mentre il secondo ed il quarto costituiscono elaborati miranti a rappresentare, in modo sintetico, la situazione di fatto.

5.1.1 Schede descrittive

Costituiscono il più importante documento di indirizzo sui tipi di intervento di restauro strutturale; esse contengono una descrizione, articolata in diverse voci, delle caratteristiche attuali ed un giudizio globale sullo stato di conservazione.

Di seguito si riportano e si descrivono brevemente le voci contenute nelle schede.

1 Dimensioni dell'edificio

- numero di piani e loro quota di estradosso;
- altezza del piano di gronda;
- quota di calpestio dell'ingresso;
- forma della pianta e dimensioni principali.

2 Organismo murario

- disposizione e numero dei muri portanti principali;
- spessore dei muri (ove necessario determinato con l'ausilio di carotaggi).

3 Aperture nei muri

- disposizione, numero e dimensioni delle aperture praticate nei muri portanti principali;
- descrizione del tipo di chiusura superiore delle porte e finestre (architrave di legno, piattabanda di mattoni, etc.).

4 Corpi aggiunti

- descrizione dei corpi aggiunti all'edificio, ove presenti, nonché delle caratteristiche costitutive essenziali.

5 Scale

- posizione delle scale rispetto al fabbricato;
- tipo di rampa (unica, doppia, etc.);
- tipo e componenti strutturali;
- stato di conservazione (sia dei singoli componenti, sia dell'intero complesso scale); descrizione del tipo di dissesto subito.

6 Solai

- descrizione del tipo di solaio e dei singoli componenti (eventuale controsoffitto);
- descrizione della struttura del solaio (tessitura ed interasse delle travi principali e di quelle secondarie, etc.);
- stato di conservazione: descrizione del tipo di dissesto subito.

7 Coperture

- tipo di copertura (a terrazza, a tetto ad una o più falde, etc.);
- presenza di sottotetto (praticabile o no);
- descrizione della struttura;
- stato di conservazione.

8 Lesioni e distacchi nelle murature

- lesioni nelle murature (siano o no portanti): localizzazione, orientamento prevalente e ampiezza;
- distacchi tra le murature;
- fuori piombo (ove presenti).

9 Carattere delle murature

- elementi costitutivi delle murature;
- vani praticati nel corpo murario;
- collegamento fra muri portanti principali.

10 Incatenamenti

- numero e posizione delle catene;
- tipo di ancoraggio;
- dissesti in prossimità degli ancoraggi (ove manifestati).

11 Osservazioni e conclusioni

- elementi salienti atti a caratterizzare il tipo di intervento di restauro strutturale.

5.1.2 Rilevamento fotografico

Questa documentazione consta dei seguenti elementi:

- 1) raccolta di fotografie delle principali lesioni nei muri, dei dissesti strutturali, di particolari caratteristici della muratura, etc.
- 2) piante con indicate la posizione e l'angolazione delle fotografie eseguite, in modo tale da consentire:
 - la rapida identificazione e localizzazione del particolare ripreso in fotografia;
 - l'eventuale controllo del giudizio statico degli elementi strutturali.

5.1.3 Indagini, prelievi e prove sui materiali

Questo documento consta di elaborati che contengono le risultanze di indagini o prove eseguite, sulla base dei dati già acquisiti nelle precedenti fasi della ricerca, su elementi di fabbrica o su singoli componenti strutturali.

Le operazioni di prova si articolano su:

- 1) esecuzione di carotaggi nelle murature, al fine di:
 - studiare la composizione e lo stato di conservazione della muratura;
 - determinare la natura e la qualità della malta;
 - determinare la natura e la qualità degli inerti (mattoni, pietrame, etc.);
 - verificare, in taluni casi, lo spessore dei muri.
- 2) esecuzione di pozzetti di ispezione in fondazione, al fine di determinare:
 - spessore (eventuali riseghe);
 - profondità;
 - costituzione;
 - consistenzadelle fondazioni degli edifici.
- 3) esecuzione di prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, in sito o in laboratorio, dei singoli componenti strutturali, con particolare riguardo alle murature.

5.1.4 Rappresentazione dello stato di fatto

Gli elaborati che costituiscono questo documento riassumono e rappresentano le indagini eseguite e le osservazioni raccolte anche negli altri documenti, presentandole in forma compatta attraverso rappresentazioni grafiche; essi constano di

piante, prospetti e sezioni.

Nelle piante sono rappresentati i seguenti elementi:

1 Tipologia delle murature

- muratura prevalentemente di mattoni pieni;
- muratura prevalentemente a sacco (fodere esterne di mattoni e riempimento di pietrame);
- muratura prevalentemente di pietrame (con ricorsi di mattoni);
- muratura in pietrame squadrato.

2 Malta

- efficiente (compatta e consistente);
- degradata (inconsistente, pulverulenta).

3 Stato di consistenza delle murature

- buono: rientra, fra quelle così classificate, una muratura che presenti omogenea composizione ed i cui elementi costitutivi, regolari e di resistenza accettabile, siano collegati con malta efficiente;
- mediocre: la muratura così classificata ha, dal punto di vista degli elementi costitutivi, le stesse caratteristiche di quella sopra descritta; la differenza consiste nel fatto che in questo caso sono manifeste lesioni rilevanti anche se non diffuse;
- cattivo: questa definizione è attribuita alle murature la cui struttura è discontinua e disomogenea, ed i cui elementi costitutivi possiedono scarsa resistenza propria o sono compromessi dalla ridotta efficienza della malta;
- pessimo: viene così definita una muratura che presenta vistosi sintomi di instabilità, quali fuori piombo, ed imponenti fenomeni fessurativi; in genere in murature di questo tipo sono rilevabili vistose disomogeneità. L'eventuale intervento di risanamento dovrebbe prescindere dalla collaborazione di detta muratura e sarebbe comunque assai costoso; è pertanto consigliabile la ricostruzione o, nelle ristrutturazioni, la demolizione.

4 Innesto fra muri portanti principali

- giudizio sull'efficienza dell'innesto.

5 Tessitura e tipo dei solai

- per i solai viene indicata, oltre la tessitura, la natura degli elementi portanti (legno, acciaio, cemento armato);
- la presenza di travi rompitratta (di legno o di acciaio) viene segnalata con apposita simbologia.

6 Posizione dei carotaggi eseguiti

Accanto al relativo simbolo vengono indicati:

- altezza dal pavimento;
- spessore del muro.

7 Posizione dei pozzetti di ispezione in fondazione

La posizione è indicata nella sola pianta del piano terra.

Nei prospetti e nelle sezioni sono riportati i seguenti elementi:

- ubicazione e andamento delle lesioni; l'ampiezza e la gravità delle lesioni risultano dallo spessore del tratto;
- posizione delle catene; è indicato anche il tipo di ancoraggio (con barre o piastre o profilati di ripartizione).

5.2 Verifiche dello stato di fatto

Come già detto nell'introduzione, va analizzato lo stato di sollecitazioni per carichi permanenti ed accidentali.

Determinato infatti il livello di carico di ciascuna membratura muraria e calcolate le sollecitazioni dovute alle azioni sismiche di regolamento (dipendenti dal valore di $K : 0,16$

÷ 0,40) - sia flettenti che taglianti - tenuto conto dell'effettiva geometria ed efficienza dei vincoli, si pone il problema di valutare la stabilità della costruzione alle azioni sismiche, nello stato di fatto.

Si può procedere nel modo seguente:

a) si determinano, in relazione al valore di $N(\sigma)$ dovuto ai carichi, i valori ultimi di collasso M_u e τ_u (vedi paragrafi seguenti) per le singole membrature;

b) si calcolano i rapporti $M_u/M = \eta_f$ e $\tau_u/\tau = \eta_t$, che, per la scarsa duttilità della muratura, devono verificare le seguenti disuguaglianze

$$\eta_f \geq 1 \quad , \quad \eta_t \geq 1$$

Se tali disuguaglianze non sono verificate si deve procedere ad interventi di consolidamento le cui caratteristiche progettuali, di intensità e di estensione, vanno correlate ai valori di η .

5.2.1 Elementi soggetti a sforzo normale e flessione

Per quegli elementi murari assimilabili a piastre o pilastri (specchiature murarie sollecitate normalmente al proprio piano medio, muri delimitati da due aperture ravvicinate, etc.) vanno considerate le caratteristiche meccaniche:

- tensione di rottura a compressione, R_m ;
- modulo d'elasticità, E_m ;
- deformazione a rottura, ϵ_m

da determinare con prove sperimentali in sito o in laboratorio.

A titolo di esempio si riportano in figura 1 i risultati di alcune prove comparative di compressione, eseguite su campioni di muratura originaria e di nuova costruzione (da: G. Brusati, Atti XII Congresso Nazionale ANDIL):

- le curve 1 ÷ 5 si riferiscono a campioni di muratura originaria indisturbata;
- le curve 6 e 7 si riferiscono ad elementi murari di nuova costruzione, confezionati con mattoni originari prelevati in sito;
- le curve 8 ÷ 11 si riferiscono ad elementi murari di nuova costruzione, confezionati con mattoni doppio-UNI.

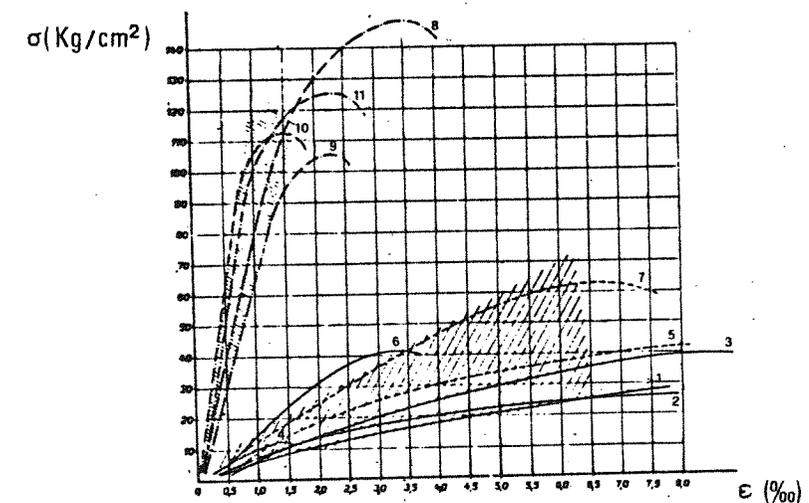


Fig. 1

In assenza di prove sperimentali rappresentative, tenuto conto degli andamenti risultanti dai diagrammi di figura 1 e

delle inevitabili incertezze che "affliggono" le grandezze di calcolo (dalla resistenza della muratura, alle azioni applicate) si può assumere, in prima approssimazione un diagramma tensione-deformazione lineare (comportamento elasto-fragile). A tal fine valori orientativi di R_m sono riportati nella tabella 1.

Tabella 1

Caratteristiche costitutive della muratura	Resistenza a compressione R_m (Kg/cm ²)
mattoni pieni e malta di cemento	75
mattoni forati e malta di cemento	50
mattoni pieni e malta di calce e pozzolana	30
pietrame con ricorsi di mattoni e malta aerea	15
pietrame a spigoli arrotondati e malta aerea	resistenza della malta
pietra a blocchi squadrati giustapposti o con piccolo strato di malta	0,5 della resistenza della pietra

Individuato il valore di R_m da attribuire alla muratura, è possibile utilizzare la curva d'interazione N-M di figura 2, determinata per sezione rettangolare di base unitaria e di altezza h.

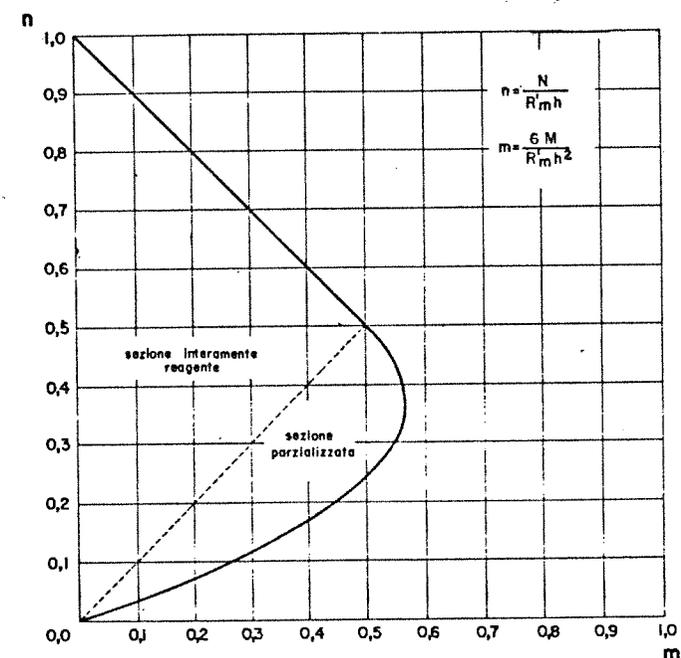


Fig. 2

Per un prefissato livello di carico, la curva fornisce il valore ultimo del momento flettente che determina il collasso dell'elemento murario.

A titolo d'esempio, si determinano i valori del momento ultimo nei due casi indicati, riferiti ad una striscia di muratura di larghezza unitaria ($b = 1$ m)

	spessore del muro (m)	N (t)	6 (t/m ²)	R _m (t/m ²)
A	0,30	15	50	240
B	0,60	28	35	120

Muratura A: $n_A = \frac{15.000}{24 \times 30 \times 100} = 0,208$
 $m_A = 0,451$ (valore letto sulla curva d'interazione)
 $M_A = 0,451 \times \frac{1}{6} \times 24 \times (30)^2 \times 100 = 162.500 \text{ Kg cm} = 1,62 \text{ tm}$

Muratura B: $n_B = \frac{28.000}{12 \times 60 \times 100} = 0,389$
 $m_B = 0,562$
 $M_B = 0,562 \times \frac{1}{6} \times 12 \times (60)^2 \times 100 = 404.400 \text{ Kg cm} = 4,04 \text{ tm}$

5.2.2 Elementi soggetti a sforzo normale e taglio

Numerose prove eseguite da autori diversi su elementi murari, variamente conformati ed orientati rispetto alla macchina di prova, hanno consentito di determinare il massimo valore della forza orizzontale che può essere sopportata da un elemento murario soggetto ad un determinato valore dello sforzo normale.

In termini di tensioni, e per valori del carico verticale abbastanza basso rispetto a quello che determina la rottura per sola compressione, la corrispondenza $\tau_u - \sigma$ è rappresentabile con un segmento rettilineo non passante per l'origine degli assi (v. fig. 3).

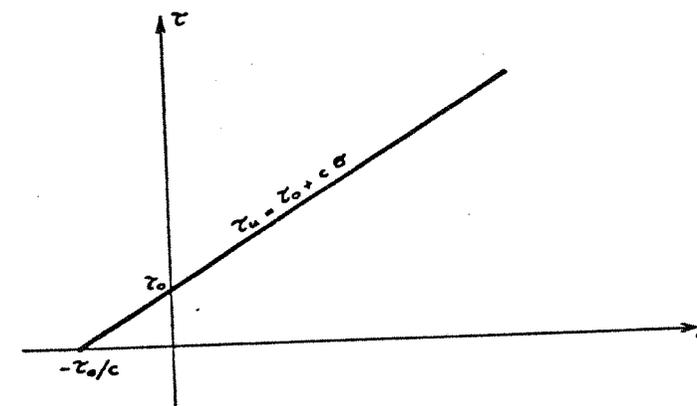


Fig. 3

Recenti esperienze condotte su elementi murari soggetti a sollecitazioni cicliche (forza orizzontale variabile fra due estremi di segno opposto, per un prefissato valore del carico verticale) hanno fornito - per valori del carico verticale sufficientemente lontani da quello di rottura per sola compressione - una relazione di tipo parabolico fra τ_u e σ :

$$\frac{\tau_u}{\tau_K} = \sqrt{1 + \frac{\sigma}{1,5 \tau_K}}$$

diagrammata in figura 4 in cui τ_K è la resistenza a taglio della muratura per $\sigma = 0$.

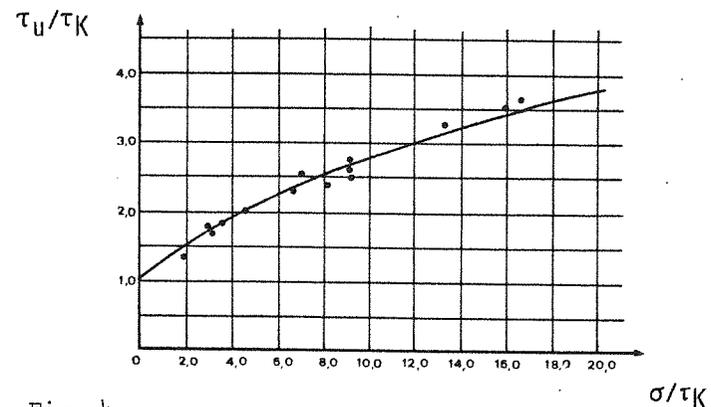


Fig. 4

Il valore di τ_K è anche influenzato dalla qualità della malta come risulta dalla curva sperimentale di figura 5 dove β_m rappresenta la resistenza a compressione della malta.

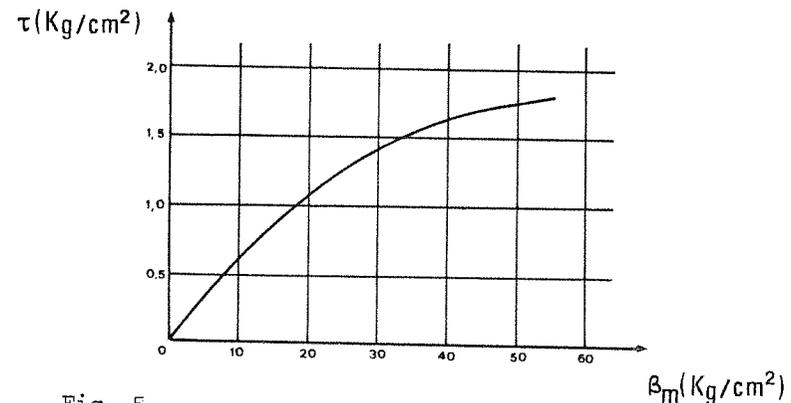


Fig. 5

Le considerazioni da farsi sono analoghe a quelle già il

lustrate nel caso di sforzo normale e flessione; se, per un assegnato valore di σ , il corrispondente valore di τ_u non è sufficiente a garantire il prescritto livello di sicurezza, occorrerà eseguire il consolidamento dell'elemento murario.

6 Verifiche dell'Adeguamento Antisismico

Dall'analisi critica dei risultati dello studio precedente, il progettista dell'adeguamento antisismico ricava gli elementi per l'individuazione delle linee d'intervento, spesso condizionate dal rispetto dei valori formali imposto dalle esigenze del restauro.

La definitiva stesura del progetto esecutivo è comunque sempre il prodotto di un lavoro iterativo di "verifica e correzione" che si svolge con l'ausilio del calcolo, effettuato su schemi strutturali che simulano - più o meno fedelmente - il reale comportamento della costruzione sotto l'azione del sisma. E' importante ribadire che i calcoli di stabilità effettuati per le strutture, in particolare per quelle di muratura sottoposte a consolidamento, servono solo per verificare - nei limiti di validità dello schema strutturale ipotizzato e dei valori meccanici caratteristici dei materiali costituenti - la bontà dell'intervento proposto ed il dosaggio e l'estensione di questo; le maggiori difficoltà s'incontrano proprio nella quantificazione delle sopradette caratteristiche meccaniche e nella valutazione del tipo e dell'efficacia dei vincoli realizzabili con gli interventi proposti.

Formulate comunque le ipotesi di cui sopra, si provvederà a determinare le sollecitazioni che insorgono nella struttura sottoposta alle azioni del sisma, tenendo opportunamente conto dell'eventuale duttilità introdotta con i futuri interventi di consolidamento. L'introduzione della duttilità modifica le verifiche precedentemente eseguite per lo studio dello stato di fatto, essendo opportuno in questo caso, per l'effetto redistributivo delle sollecitazioni, verificare che la capacità globale reattiva ultima della struttura sia maggiore, o almeno uguale, all'azione convenzionale agente sulla costruzione per effetto del terremoto.

Per la determinazione dei valori resistenti ultimi dei singoli elementi strutturali si possono ancora utilizzare i domini di resistenza $\sigma - \tau$ e $N - M$, modificati per effetto della rigenerazione degli elementi costitutivi o per la presenza di eventuali armature.

Per le verifiche delle pareti con comportamento a lastra (a taglio) l'effetto del consolidamento si fa sentire sui valori della tensione caratteristica τ_K , prima definita, e sul coefficiente di duttilità δ della parete.

Per le verifiche delle pareti con comportamento a piastra possono essere utilizzati i domini di resistenza $N - M$ reperibili nella letteratura tecnica e che tengono conto dei molteplici fattori che concorrono ad individuarli, l'utilizzazione dei quali non si discosta da quanto è stato esemplificato nel paragrafo precedente.

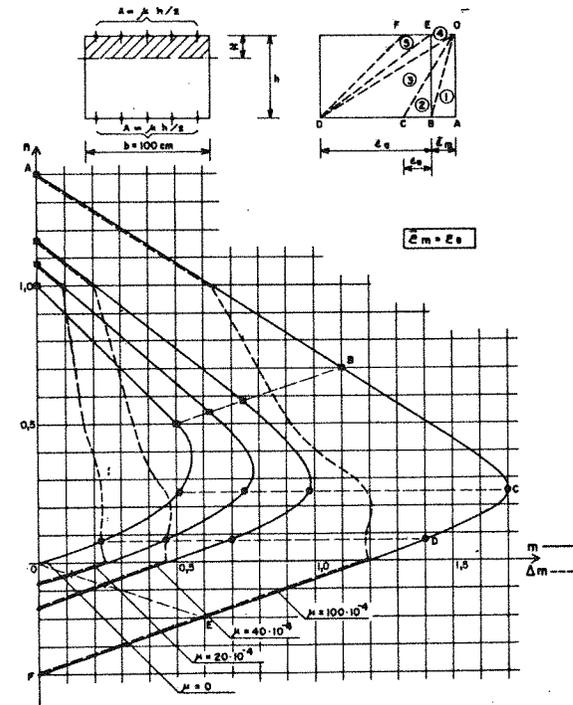


Fig. 5 - Domini di resistenza $n-m$ e diagrammi $n-\Delta m$ per sezione mista di muratura ed acciaio con barre esterne.

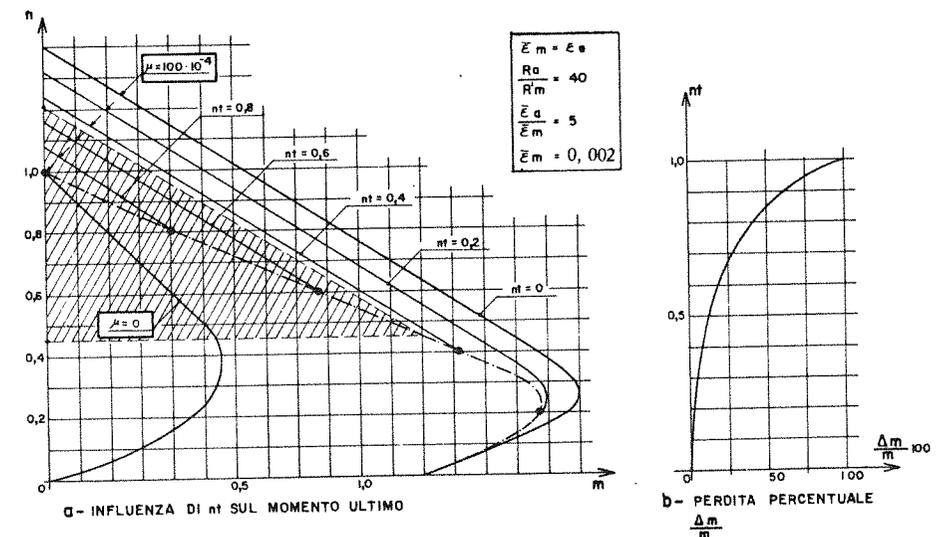


Fig. 6 - Domini di resistenza $n-m$ per murature consolidate con armature esterne: effetto del carico preesistente.

A titolo di campione si riportano (+), in figura 6, i domini per murature armate di specificate caratteristiche e, in figura 7, le modificazioni di un dominio, subite per l'effetto negativo della presenza di un certo livello di carico sulla muratura nella fase dell'applicazione dell'armatura (situazione tipica per le operazioni di consolidamento).

(+) Da: M.Aquilino, A.Gallo Curcio, F.Piccarreta: "In-camiciatura di murature con intonaco cementizio armato", C.N.R.-P.F.G., pubblicazione n. 367, 1980.

Indicazioni Bibliografiche

Masciari Genoese F.: "Trattato di Costruzioni Antisismiche", Hoepli, Milano, 1915.

Sahlin S.: "Structural Masonry", Prentice-Hall, 1971.

Aquilino M., Gallo Curcio A., Piccarreta V.: "Ricerca sulla consistenza di edifici dissestati dal sisma nel Centro Storico di Ancona. Interventi di restauro strutturale. Criteri metodologici". Comune di Ancona: Ristrutturazione del Centro Storico, Documenti di Lavoro 1, novembre 1974.

Meli R.: "Behaviour of masonry walls under lateral loads", Atti della 5^a Conferenza Mondiale di Ingegneria Sismica, Roma, 1974.

Mayes R.L., Clough R.W.: "State-of-the-art in Seismic Shear of strength of Masonry, an Evaluation and Review", Report EERC 75-21, Univ. of California, Berkeley, 1975.

Gallo Curcio A., Tardella G.: "Il terremoto nel Friuli del maggio 1976. Note sugli effetti del sisma nelle costruzioni edilizie", estratto da: Industria delle Costruzioni, settembre, (1976).

Gavarini C. et Al.: "Introduzione all'Ingegneria Antisismica", Corso Istruzione Permanente, A.N.I.A.I., 1977.

Regione Friuli Venezia Giulia: "Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura", DT2, 1977.

Tomazevic M., Turnsek V.: "Il comportamento degli edifici in muratura in zona sismica", L'Industria Italiana dei Laterizi, 4-5 (1978).

Mastrodicasa S.: "Dissesti Statici delle Strutture Edilizie", Hoepli, Milano, 1978.

Priestley M.J.N.: "Seismic design methodology for masonry buildings in New Zealand", Atti dell'International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, 1980.

AA.VV.: "Analisi del comportamento dei terreni e delle costruzioni in muratura a seguito del terremoto del settembre 1979 in

Valnerina", C.N.R., Progetto Finalizzato Geodinamica, pubblicazione n. 374, ESA, Roma, 1980.

AA.VV.: "Consolidamento degli edifici in muratura lesionati dai terremoti", C.N.R., Progetto Finalizzato Geodinamica, pubblicazione n. 367, ESA, Roma, 1980.

Pasta A.: "Interventi di Restauro in Zona Sismica", ANCE, Roma, 1981.

Mele M.: "Ingegneria Sismica", 2 voll., CISM, Udine, 1981.

AA.VV.: "Costruzioni in Zona Sismica", Masson Italia, Milano, 1981.

Modena C.: "Sulla valutazione delle azioni sismiche di progetto per gli edifici a muratura portante", Atti VI I.B. Ma. C., Roma, 1982.

Croci G.: "Progettazione Strutturale e Consolidamento delle Costruzioni", Tipolitografia Pioda, Roma, 1982.

Sacchi Landriani G., Riccioni R.: "Comportamento Statico e Sismico delle Strutture Murarie", Clup, Milano, 1982.

AA. VV.: "Costruzioni e Terremoto", ESA, Roma, 1983.

Appendice

1 Estratto da: "Normativa Tecnica per la
Riparazione e Rafforzamento degli Edi-
fici Danneggiati dal Sisma" (1.7.1981)

- "L'adeguamento antisismico dell'edificio si consegue median-
te provvedimenti tecnici intesi a ridurre gli effetti delle
azioni sismiche e/o ad aumentare la resistenza dell'organi-
smo edilizio a tali azioni, nonché a ripristinare la inte-
grità delle strutture danneggiate."

- "... Per ciascuna parete si considereranno in genere separa-
tamente le azioni ad essa complanari e quelle normali ...
Nei confronti delle azioni ortogonali alle pareti queste si
considereranno vincolate ai solai ed alle pareti trasversa-
li solo se è accertata l'efficacia dei collegamenti."

- "La verifica riferita alla resistenza a rottura ...
La risultante delle forze orizzontali viene valutata con
l'espressione

$$F_t = \beta \cdot C \cdot W_t$$

$$C = \frac{S-2}{100} \text{ c.i.s.} ; \quad \beta = 4 \text{ c.s.} ; \quad W_t = G_t + s \cdot Q_t$$

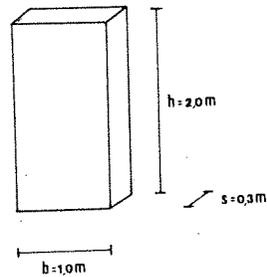
Si ha pertanto per:

- le zone sismiche con $S = 12$ $K = \beta \cdot C = 0,4$
- le zone sismiche con $S = 9$ $K = \beta \cdot C = 0,28$
- le zone sismiche con $S = 6$ $K = \beta \cdot C = 0,16$

...

La forza orizzontale sarà applicata a livello di ciascun pia-
no nel baricentro del piano stesso e distribuita tra i vari
livelli secondo il coefficiente di distribuzione γ , adotta-
to nelle norme del 3.3.1975."

2 Differenza di Comportamento di una Parete
(in dipendenza dalla direzione del carico)



$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$R_m = 100 \text{ t/m}^2$$

$$f_t = 10 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_K = 10 \text{ t/m}^2$$

Nella sezione di incastro

$$M = \gamma h s b \rightarrow \sigma = h \gamma$$

$$T = K \gamma h s b$$

Comportamento a piastra

$$M = T \cdot \frac{h}{2} = K \gamma s b \frac{h^2}{2}$$

$$n = \frac{N}{R_m s} = \gamma \frac{h}{R_m} = 0,036$$

$$m_u = 0,136$$

$$M_u = \frac{m_u R_m s^2}{6} = K^{(r)} \gamma s \frac{h^2}{2}$$

$$K^{(r)} = \frac{m_u R_m s}{3 \gamma h^2} = 0,315 \quad (\text{valido per } S = 9)$$

Comportamento a lastra

$$\sigma = \gamma h \text{ t/m}^2$$

$$\tau_u = \tau_K \sqrt{1 + \frac{\gamma h}{1,5 \tau_K}} = 11,14 \text{ t/m}^2$$

$$T_u = 0,9 \cdot \tau_u \cdot s \cdot b = K^{(r)} \gamma h s b$$

$$K^{(r)} = \frac{0,9 \cdot \tau_u}{\gamma \cdot h} = 2,785 !$$

3 Metodo POR

Da utilizzare quando sono verificate le condizioni per cui le pareti "lavorano" a taglio (soffitto infinitamente rigido nel proprio piano ed efficacemente connesso con le pareti confinanti).

[In relazione allo schema geometrico della singola parete dovrà essere eseguita la verifica per carichi agenti normalmente alla parete stessa (relazionata alle proprie masse)].

Consiste nel determinare la "forza reattiva ultima" (allo stato elastico, alla fessurazione, al collasso) dell'intero complesso strutturale:

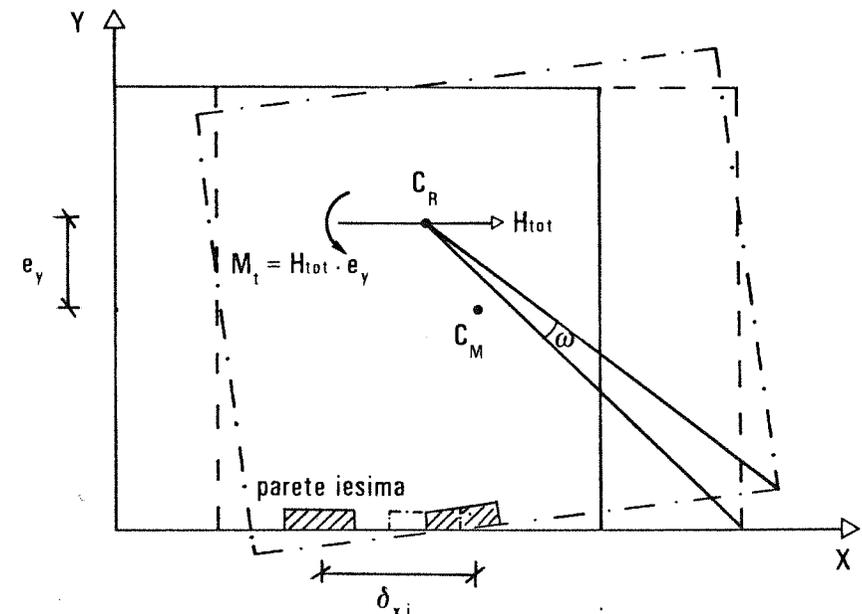
$$\sum_{i=1}^n H_i ;$$

determinare il rapporto:

$$\frac{\sum H_i}{\sum W_i} = K^{(r)} ;$$

verificare che:

$$K^{(r)} \geq \beta C \quad (= 0,4; 0,28; 0,16)$$



$$\delta_{xi} = \delta_{xC_R} \cdot \rho_{xi}$$

con $\rho_{xi} \geq 1$

dipendente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della parete e dalla sua posizione in pianta.

Si raggiunge lo stato limite elastico quando almeno una parete ha raggiunto H_{ui} , ovvero il suo spostamento raggiunge il valore δ_o .

Tale condizione si ha per:

$$\delta_{xC_R} = \text{minimo valore di } \frac{\delta_{oi}}{\rho_{xi}}$$

Si può procedere, per via iterativa, verso lo stato limite ultimo:

- si dà un incremento a δ_{xC_R} ;
- si valuta il nuovo baricentro delle rigidezze ed, in conseguenza, i nuovi ρ_{xi} e δ_{xi} ;
- si determina la forza reattiva $H_{tot} = \sum_{i=1}^n H_i$
 con $H_i = K_{xi} \cdot \delta_{xi}$ per le pareti ancora in fase elastica
 $H_i = H_{ui} = K_{xi} \cdot \delta_{oi}$ per le pareti in fase plastica.

Quando per una parete si raggiunge il valore

$$\delta_{xi} = \frac{\delta_{max}}{\delta_{oi}} \cdot \delta_{oi}$$

si raggiunge lo stato ultimo convenzionale { di fessurazione,
di collasso.

Ordine di calcolo

- caratteristiche geometriche della parete (L_x, L_y, x_G, y_G, h)
- analisi dei carichi $\rightarrow \bar{\sigma}$ (ai vari livelli)
- valutazione di G e τ_K

- X_m, Y_m [es. $X_m = \frac{\sum_i \bar{\sigma}_i A_i x_{Gi}}{\sum_i \bar{\sigma}_i A_i}$]
- $H_{ui} = 0,9 \cdot A_i \cdot \tau_{ui}$
- $K_{oi} \leftrightarrow K_{oyi}, K_{oxi}$ } $\rightarrow \delta_{oyi}, \delta_{oxi}$
- X_R, Y_R [es. $X_R = \frac{\sum_i K_{oyi} x_{Gi}}{\sum_i K_{oyi}}$]

Sisma secondo x

$$\rho_{xi} = 1 + \frac{e_y \sum_i K_{oxi} (y_{iG} - Y_R)}{J_x + J_y}$$

$$e_y = Y_m - Y_R$$

$$\text{con } J_x = \sum_i K_{oxi} y_{Gi}^2 - Y_R^2 \sum_i K_{ox}$$

$$J_y = \sum_i K_{oyi} x_{Gi}^2 - X_R^2 \sum_i K_{oy}$$

- minimo valore di $\frac{\delta_{oxi}}{\rho_{xi}} \rightarrow \delta_{xC_R}$
- $H_{xi} = K_{oxi} \cdot \delta_{oxi}$

Poi si prosegue come sopra indicato.

LA PROTEZIONE DEL PATRIMONIO MONUMENTALE
DAL RISCHIO SISMICO Termini del Problema

MATERIALI PER L'APPROFONDIMENTO DI ALCUNI TEMI DELLA MOSTRA

4.3 Giorgio Croci

Una Metodologia per la Valutazione della Sicurezza nei
Monumenti

Premessa

La valutazione della sicurezza di un'opera è legata alle indagini che si sono effettuate ed agli interventi che si prevede di effettuare; tale valutazione deve svolgersi dapprima nello stato di fatto, con il supporto dei dati immediatamente disponibili.

Qualora la valutazione così svolta riveli margini insufficienti si può operare, alternativamente, o congiuntamente, in due direzioni: estendere ed approfondire le indagini per ridurre le incertezze e chiarire meglio i fenomeni, od ipotizzare interventi di consolidamento e adattamento della struttura.

La scelta del livello di approfondimento delle indagini prima di passare alla programmazione degli eventuali interventi dipende da numerosi aspetti, tra cui:

- economia: confronto tra il costo di ulteriori indagini ed il costo degli interventi, tenendo conto della possibilità che nuove indagini non consentano di ridurre gli interventi;
- rischio: si deve valutare la probabilità che, nel mag

gior tempo richiesto per le indagini, possano evolvere i dissesti o si possa giungere al crollo;

- valore artistico dell'opera: si devono limitare le alterazioni che indagini od interventi possono apportare.

1 Affidabilità e Credibilità

1.1 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza è condizionata da due aspetti:

- le incertezze relative alle grandezze, leggi, modelli, ipotesi, ecc. che intervengono nello studio;
- la possibilità di rappresentare in modo adeguato fenomeni o situazioni reali.

1.2 L'affidabilità

La presa in conto delle incertezze, cioè del carattere aleatorio delle grandezze in gioco, è l'oggetto delle analisi probabilistiche e semiprobabilistiche.

Nel caso delle costruzioni esistenti, ed in particolare dissestate, nell'applicazione di tale metodo si presentano principalmente due ordini di difficoltà: la definizione dei valori caratteristici, e la presa in conto delle incertezze relative al comportamento strutturale.

Per quanto riguarda i valori caratteristici (resistenze, azioni indirette indotte da cedimenti del suolo, ecc.), è diffi-

cile infatti poter seguire procedimenti standardizzati e quindi privi di apporti soggettivi; ne risulta che i coefficienti parziali di sicurezza di per se stessi significano ben poco ed è solo l'accoppiata valore caratteristico - γ ad avere effettivo significato: tanto più cautelativamente è fissato il primo tanto più piccolo può essere il secondo e viceversa.

Per quanto riguarda il comportamento strutturale la strada che appare più ragionevole è quella di riferirsi a diversi modelli, essendo difficile in genere stabilire a priori quale sia il più sfavorevole.

Nello studio di un'opera esistente inoltre, a differenza di quanto avviene per un'opera ancora da realizzare, è utile prendere in conto anche grandezze, o situazioni, poco od affatto affidabili, qualora ciò porti a comportamenti più sfavorevoli della struttura; si potranno infatti così indirizzare le indagini o gli interventi in modo da aumentare la probabilità che queste situazioni si verifichino o divengano addirittura certe.

Alla luce di queste considerazioni appare evidente che, se si vuole mantenere una certa razionalità nell'applicare il metodo semiprobabilistico, senza ricorrere ad analisi probabilistiche di livello superiore, dense di difficoltà, occorre evidenziare in qualche modo le incertezze relative alle grandezze, leggi, ipotesi, modelli che si sono adottati; l'indice di "affidabilità" risponde appunto a tale scopo e consente di tenere conto della cautela adottata nel formulare il giudizio sulla sicurezza (v. par. 2).

1.3 La "credibilità"

I limiti delle conoscenze scientifiche e l'incompletezza dei dati a disposizione (anche in relazione all'approfondimento delle indagini effettuate) non consentono spesso di conoscere e rappresentare in modo adeguato i fenomeni e comportamenti reali; tipici in questo senso possono essere i fenomeni di interazione terreno-struttura, le leggi secondo cui si prevede che evolveranno certi fenomeni, gli schemi di comportamento strutturale conseguenti a lesioni, schiacciamenti, degradazioni, stati di coazione indotti, ecc.

Questi aspetti non possono trovare collocazione in un metodo semiprobabilistico, né in analisi probabilistiche di livello superiore; la stessa resistenza caratteristica del resto, quando si disponga solo di poche prove disomogenee (prove sclerometriche, ultrasuoni, carotaggi, ecc.), difficilmente correlabili tra loro con regole standard, viene ad essere definita essenzialmente su basi soggettive, dense di arbitrarietà.

Questi problemi comunque hanno un aspetto in comune: se si vuole avere una elevata affidabilità, occorre adottare grandezze, leggi, modelli, ipotesi, ecc. estremamente severe, rappresentanti situazioni limite, spesso assai lontane dalla realtà; a volte inoltre ciò può risultare difficoltoso, non essendo sempre possibile prevedere in quale direzione si debbano operare le approssimazioni per avere l'affidabilità più elevata.

Il progettista in conclusione può venire a trovarsi nella situazione di esprimere valutazioni "affidabili" sulla sicurezza solo discostandosi molto dalla "realtà" o dai "valori me

di": ciò può portare a giudizi eccessivamente severi e quindi a far apparire come necessari interventi strutturali che in realtà non lo sono.

Per evidenziare queste situazioni occorre introdurre, mano a mano che si sviluppano le fasi dello studio, congiuntamente ad una indicazione sull' "affidabilità", anche un "giudizio" sulla "credibilità" delle scelte effettuate come è sinteticamente indicato nella descrizione delle fasi dello studio (v. par. 2) e nelle tabelle 1 - 4.

Questo tipo di giudizio è un aspetto nuovo rispetto alle analisi tradizionali, sia deterministiche che probabilistiche, in quanto consente di collocare in un'unica metodologia il soggettivo e l'oggettivo, l'empirico ed il teorico, mettendo in risalto, quando neppure ulteriori indagini possano chiarire meglio i fenomeni, lo scarso significato che possono assumere le analisi teoriche.

1.4 Sicurezza, indagini, interventi

La "verifica teorica" della sicurezza nello stato attuale dell'opera è completamente significativa e consente di esprimere un giudizio favorevole o definitivo, quando ad essa corrispondano elevati indici di affidabilità e credibilità; non sempre tuttavia accade così.

Situazioni poco affidabili, come già accennato, è conveniente siano prese in conto al fine di avere indicazioni sui criteri d'intervento più favorevoli ed economici; gli interventi, infatti, modificano le resistenze, i vincoli, ecc. e rendono

affidabili situazioni che originariamente non lo erano.

La presa in conto di situazioni poco credibili invece è spesso indispensabile, non solo perché certi fenomeni complessi non potranno mai conoscersi a fondo, ma soprattutto perché conviene iniziare lo studio con gli scarsi dati inizialmente disponibili e via via avvalersi delle ulteriori informazioni ricavate dalle indagini per migliorare la credibilità e rendere quindi affidabili situazioni meno gravose di quelle inizialmente ipotizzate.

La logica è analoga a quella seguita in quella branca della teoria probabilistica che si avvale della statistica Bayesiana: partendo da distribuzioni a priori basate sui pochi dati originari e valutazioni soggettive, mano a mano che si dispone di nuovi dati oggettivi, si modifica la "distribuzione a priori" in "distribuzione a posteriori"; ciò consente, a parità di affidabilità, di correggere i coefficienti parziali γ .

In una analisi agli stati limite, che operativamente è di tipo deterministico, lo spostamento della stessa affidabilità su valori (resistenze, ecc.), comportamenti (vincoli, ecc.), ecc. in genere più favorevoli (ma a volte anche più sfavorevoli), grazie al miglioramento della credibilità, consiglia di agire, piuttosto che sui coefficienti parziali γ , sui valori caratteristici, sui modelli di comportamento strutturale, ecc.

Quando, malgrado le indagini che è apparso opportuno effettuare in un contesto tecnico-economico, la credibilità resti molto bassa, solo se la "verifica tecnica" della sicurezza è soddisfatta, con scelte ovviamente affidabili, si può ritenere che il giudizio sia accettabile; in caso contrario non è af

fatto detto che nella realtà la costruzione non abbia margini adeguati: la verifica teorica della sicurezza dovrà quindi essere via via integrata o sostituita da valutazioni più ampie di carattere empirico ed intuitivo in relazione alla differenza tra il grado di affidabilità e di credibilità.

2. Un Esempio di Applicazione del Metodo: Palazzo Senatorio e Tabularium (Campidoglio, Roma)

Lo studio è stato ripetuto più volte prendendo in conto dapprima i soli dati immediatamente disponibili e definendo, quindi, nello spirito di quanto detto precedentemente, programmi di indagini più ampi, via via che la verifica della sicurezza nello stato attuale mostrava margini insufficienti.

Lo studio è stato organizzato nelle cinque fasi appresso riportate, evidenziando (come mostrato nelle tabelle 1 - 4) nella penultima colonna la "credibilità" che hanno le rappresentazioni, le interpretazioni, le assunzioni, le ipotesi, gli schemi, i valori, ecc. (cioè la corrispondenza tra le scelte effettuate e la realtà dei fenomeni e quindi l'attendibilità che hanno i risultati); nell'ultima colonna è riportata invece l' "affidabilità" che hanno le stesse scelte sopra elencate, cioè, quando ciò sia individuabile a priori, la prudenza e cautelatività adottata nei confronti della sicurezza.

2.1 I Fase: descrizione dell'opera

La descrizione dell'opera è riassunta in 6 punti (v. tab. 1); ciascuno di essi, frutto delle indagini svolte, è caratterizzato da una maggiore o minore "credibilità". L' "affidabilità" è introdotta invece solo nelle fasi successive.

2.2 II Fase: schematizzazione delle azioni, delle caratteristiche dei materiali, del comportamento strutturale

Riferendosi alla facciata sul Foro, vengono definiti gli aspetti salienti della modellazione necessaria per effettuare successivamente i calcoli.

Per quanto riguarda le azioni ed i materiali si individuano i valori caratteristici e si assegnano i corrispondenti coefficienti parziali (v. par. 2.4); per quanto riguarda il comportamento strutturale sono considerate tre modalità di collasso (fig. 1):

- a) comportamento "locale" delle singole porzioni di facciata comprese tra solai e pareti trasversali;
- b) distacco della facciata nel suo insieme dai solai e pareti trasversali retrostanti;
- c) comportamento d' "insieme" che coinvolge la rottura per taglio delle pareti trasversali.

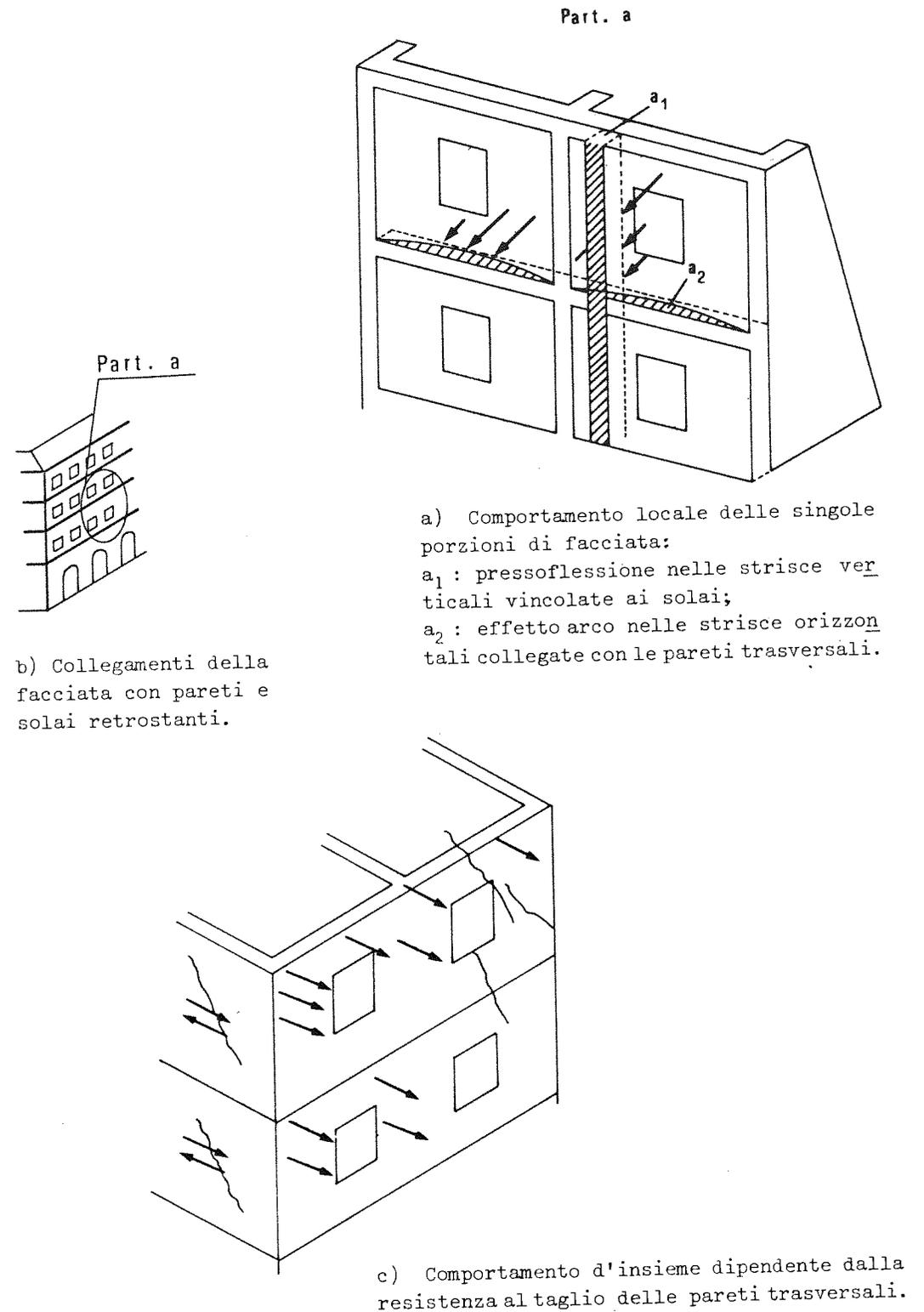


Fig. 1 - Possibilità di collasso della facciata sul Foro

2.3 III Fase: procedimenti di calcolo

I procedimenti di calcolo fanno riferimento alla teoria dell'elasticità, consentendo plasticizzazioni locali nelle singole sezioni.

Il materiale è considerato omogeneo, isotropo e continuo.

Si determinano le sollecitazioni N, M, T e quindi le tensioni σ_v (verticale) e τ_o (orizzontale).

Nell'analisi della capacità portante delle pareti per effetto arco, così come delle pareti di taglio, si calcola dapprima la capacità portante ultima e si determina quindi il massimo valore dell'azione sismica che può essere sopportata.

2.4 IV Fase: verifica teorica della sicurezza

La valutazione teorica della sicurezza viene effettuata combinando, secondo la normativa, le sollecitazioni calcolate nella III fase e controllando che sia soddisfatta la disegualianza:

$$S_K \cdot \gamma_f \leq \gamma_n R_{K/\gamma_m} \rightarrow S \leq R \quad (1)$$

Trattandosi di sollecitazioni composte si controlla che il punto rappresentativo dello stato di tensione o sollecitazione S (M, N, ... oppure σ , τ ...) cada entro il corrispondente dominio R (M, N, ... σ_v , τ_o).

La scelta dei valori dei coefficienti come già detto è

strettamente legata alle schematizzazioni effettuate ed ai procedimenti di calcolo; in particolare si è operato nel modo seguente:

- γ_f : in relazione alla vita di riferimento, che in un monumento deve essere misurata in secoli, ed alla ridistribuzione incognita delle sollecitazioni dovute ai dissesti, ed agli stati di coazione in genere, si assume $\gamma = 1.7$ per i carichi permanenti ed accidentali.

Per il sisma si assume invece $\gamma_f = 1$ essendo il valore corrispondente determinato sulla base di analisi probabilistiche relative alla zona di Roma; tale studio è stato effettuato in collaborazione con Giuffrè e Pinto;

- γ_m : non essendo possibile definire in modo significativo dei valori caratteristici delle resistenze si assume convenzionalmente $\gamma_m = 1.5$; si prendono in conto diversi valori delle resistenze (e diverse forme dei domini di rottura) definiti soggettivamente sulla base delle informazioni assunte (prove in situ, prove in laboratorio, ultrasuoni, ecc.) e dall'esame visivo (stato di fessurazione, degrado, ecc.). Ciascun diverso tipo di dominio e valore di rottura è affetto da indici di "credibilità" e "affidabilità" diversi;

- γ_n : a questo coefficiente si attribuisce il significato di evidenziare i "marginii di avvertimento" e le conseguenze del collasso.

Per quanto riguarda la facciata sul Foro si attribuiscono i seguenti valori:

$\gamma_n = 0.8$ per il distacco della facciata (v. 2.2,b);

$\gamma_n = 0.9$ per le rotture locali della facciata (v. 2.2, a) che pur incidono in modo rilevante sulla sicurezza d'insieme;

$\gamma_n = 1$ per la rottura a taglio delle pareti trasversali (v. 2.2,c).

I diversi schemi di comportamento presi in conto ed i procedimenti di calcolo sono comunque affetti dagli indici di "credibilità" ed "affidabilità".

2.5 V Fase: valutazione della sicurezza

Nello spirito di quanto ora detto risulta che la verifica teorica della sicurezza, nel senso tradizionale, in genere non ha significato in quanto per uno stesso elemento strutturale si ha una gamma di valori S, R: alcuni soddisfano la (1), altri no.

Graficamente ciò è evidenziabile da diverse curve di rottura e diversi punti-tensione: alcuni sono interni a tutti i domini, altri esterni, altri infine intermedi.

Ciò significa che la valutazione della sicurezza può scaturire solo dal confronto punti-domini, associando ad essi indici di credibilità ed affidabilità, individuati con una concatenazione di carattere soggettivo dagli stessi indici stabiliti per le singole operazioni elementari; solo analisi probabilistiche più avanzate (ed in tal senso si sta lavorando) potranno ridurre od eliminare questo tipo di apporto soggettivo.

Punti-tensione al di fuori delle curve-resistenza in genere corrispondono ad indici di affidabilità elevati, ma indici di credibilità modesti, per cui non sempre ciò rappresenta una effettiva situazione di pericolo, almeno per quanto riguarda l'immediato; sono quindi proprio valutazioni soggettive ed ulteriori indagini a definire eventuali interventi provvisori o definitivi:

a) comportamenti locali della facciata sul Foro presentano margini di sicurezza discreti per cui non necessitano interventi d'urgenza; diversa è invece la situazione in alcuni pilastri della galleria ove il tasso di lavoro, in relazione alla degradazione attuale, è estremamente elevato;

b) il collegamento d'insieme della facciata alle strutture retrostanti è estremamente precario per cui, sotto l'azione di un sisma, anche debole, può verificarsi il distacco e crollo della facciata stessa; necessitano pertanto interventi d'urgenza nel senso indicato dalle verifiche precedenti; l'inserimento di catene toglie infatti ogni credibilità alla maggior parte dei punti tensione esterni ai domini di rottura (che pertanto non devono più essere presi in considerazione);

c) il comportamento globale, che interessa la resistenza a taglio delle pareti trasversali, è discreto; pur dovendo affrontare il problema del loro rinforzo, non si ravvisano le condizioni d'interventi d'urgenza.

3 Criteri d'Intervento

Nella fase attuale dello studio, alla luce delle valutazioni precedentemente svolte, si sono individuati, riguardo alla facciata sul Foro, alcuni interventi prioritari o d'urgenza che riguardano:

- puntellatura di alcuni pilastri e bonifica del materiale con iniezioni cementizie;

- ripristino di un livello minimo di collegamento della facciata; ciò si ottiene realizzando alcune fasce consolidate a cui sono ancorate catene trasversali pretese.

TAB. 1 - A: DESCRIZIONE DELL'OPERA

Fattori da cui dipende la sicurezza	Fonte di valutazione	Valutazione	Credibilità	Affidabilità
A.1 Geometria	rilievo effettuato da specialisti	vedi disegni alleg. 1	ottima ove è stato effettuato	
A.2 Modifiche apportate nel tempo, alterazioni subite e comportamento strutturale	ricerca storica, esame visivo, saggi	rilevanti, vedi relazione, alleg. 2, 3	discreta	
A.3 Influenza del suolo sul comportamento della struttura	sondaggi, piezometri, prove in laboratorio, livellazioni	modesta, vedi relazione, alleg. 4, 5	discreta	
A.4 Caratteristiche di resistenza e deformabilità dei materiali	analisi petrografica, esame visivo, bibliografia, prove di resistenza in situ e in laboratorio, indagini con ultrasuoni	vedi relazione, alleg. 6, 7, 8, 9	mediocre	
A.5 Cause e tipo dei dissesti e degradazioni; stabilizzazione o meno dei fenomeni	esame visivo, livellazioni, rilievo delle lesioni, misura apertura lesioni	lesioni, distacchi, fuochi di piombo, schiacciamento, ..., fenomeni remoti (manomissioni, assestamento suolo, sisma, ...) invecchiamento; stabilizzanti (eccetto la torre?)	discreta	
A.6 Influenza della temperatura sul comportamento della struttura	misura di temperatura nel materiale e controllo di spostamenti relativi	trascurabile	discreta	

NB: Gli allegati citati nelle tabelle sono acclusi allo studio effettuato per la X Riparazione del Comune di Roma.

TAB. 2 - B: SCHEMATIZZAZIONE

Fattori da cui dipende la sicurezza	Fonte di valutazione	Valutazione	Credibilità	Affidabilità
B.1 AZIONI				
B.1.1 Azioni dirette: peso proprio, accidentale	rilievo geometrico (A.1) e normativa	- valori caratteristici - γ_f	ottima	ottima
B.1.2 Azioni indirette: deformazioni imposte dal suolo, temperatura, viscosità, ...	indagini A.3, A.4, A.5, A.6	trascurabili	buona	buona
B.1.3 Azioni indirette di tipo dinamico: sisma	analisi del rischio sismico nella zona di Roma (alleg. A)	- coefficiente intensità sismica ($c = 0.16$: periodo di ritorno 600 anni) - legge di distribuzione	buona	ottima
B.2 MATERIALI				
B.2.1 Muratura costituente i diversi elementi strutturali	indagini A.4, A.5, bibliografia, interpretazione soggettiva	- resistenza caratteristica - γ_M - modulo elastico - domini di rottura in termini di σ_v, τ_o e di M, N	variabile in relazione ai diversi valori considerati	variabile in relazione ai diversi valori considerati
B.2.2 Suolo di fondazione	indagini A.3	indeformabile	buona	buona

TAB. 2 (continua)

Fattori da cui dipende la sicurezza	Fonte di valutazione	Valutazione	Credibilità	Affidabilità
B.3 COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLA FARETE SUL FORO				
B.3.1 Vincoli, collaborazioni strutturali, geometria	indagini A.1, A.2, A.3, A.5; interpretazione soggettiva; si tiene conto dei fuori piombo e della possibile riduzione della sezione resistente per effetto dell'inserimento delle travi dei solai	a) striscia verticale, monodimensionale, vincolata ai solai ed incastrata al piano galleria	discreta	variabile in relazione al valore assegnato alla resistenza dei vincoli ed alla sezione resistente
		b) striscia verticale, monodimensionale, a mensola rispetto al piano galleria	scarsa	ottima
		c) striscia orizzontale, monodimensionale, incastrata sulle pareti trasversali, in grado di sviluppare l'"effetto arco"	discreta	variabile in relazione al valore assegnato alla resistenza dei vincoli ed alla sezione resistente
		d) pareti di taglio regolanti in parallelo	buona	buona

TAB. 3 - C: PROCEDIMENTI DI CALCOLO

Fattore da cui dipende la sicurezza	Fonte di valutazione	Valutazione	Credibilità	Affidabilità
C.1 Ipotesi adottate	meccanica del continuo	sollecitazioni e tensioni determinate sulla base della teoria dell'elasticità con possibilità di plasticizzazione nelle sezioni mezzo continuo, omogeneo, isotropo	discreta	buona

TAB. 4 - D: VERIFICA TEORICA DELLA SICUREZZA

Fattore da cui dipende la sicurezza	Fonte di valutazione	Valutazione	Credibilità	Affidabilità
D.1 Criterio	normativa C.E.B.	metodo semiprobabilistico agli stati limite $S_K \gamma_f \leq \gamma_n R_K / \gamma_m$	buona	buona
D.2 Coefficienti parziali	normativa C.E.B.	$\gamma_f, \gamma_m, \gamma_n$	variabile in relazione ai valori caratteristici	variabile in relazione ai valori caratteristici
D.3 Combinazione dei carichi	normativa C.E.B.		buona	buona

LA PROTEZIONE DEL PATRIMONIO MONUMENTALE
DAL RISCHIO SISMICO Termini del Problema

MATERIALI PER L'APPROFONDIMENTO DI ALCUNI TEMI DELLA MOSTRA

4.4 Giorgio Croci

Criteria d'Intervento in Zona Sismica

Premessa

I criteri generali da seguire in una buona progettazione asismica, o nella scelta degli interventi (dopo aver individuato gli schemi effettivi di comportamento, le caratteristiche dei materiali e l'efficacia dei collegamenti strutturali, tenendo conto dell'eventuale degradazione e stato di dissesto), devono tener conto dell'influenza opposta che "resistenza" e "rigidezza", sempre legate tra loro, hanno in genere sul comportamento dell'opera: mentre la prima infatti migliora il comportamento, la seconda, spostandosi nella zona di amplificazione dello spettro di risposta (periodi piccoli), esalta in genere gli effetti del sisma.

Oltre a questi due fattori occorre inoltre tener conto della "duttilità" che, come ben noto, influenza in modo essenziale l'entità delle forze in gioco (fig. 1).

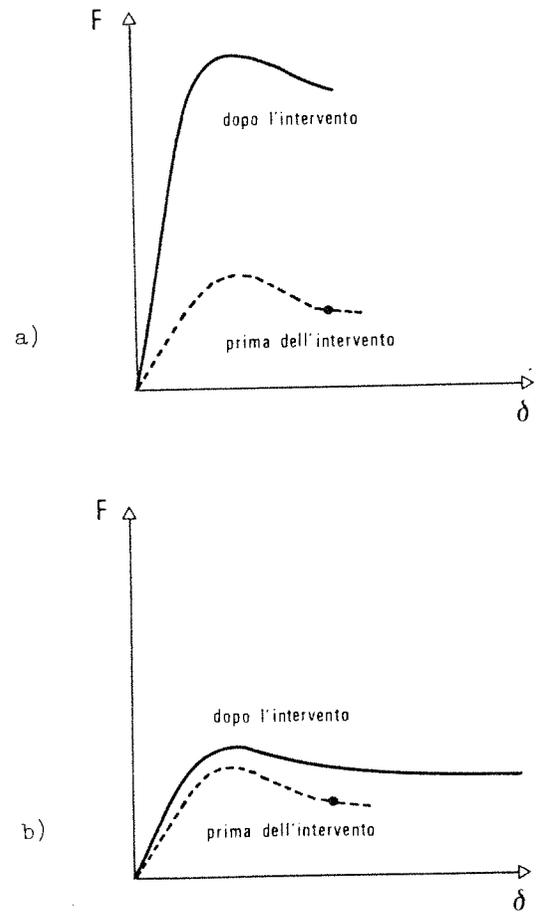
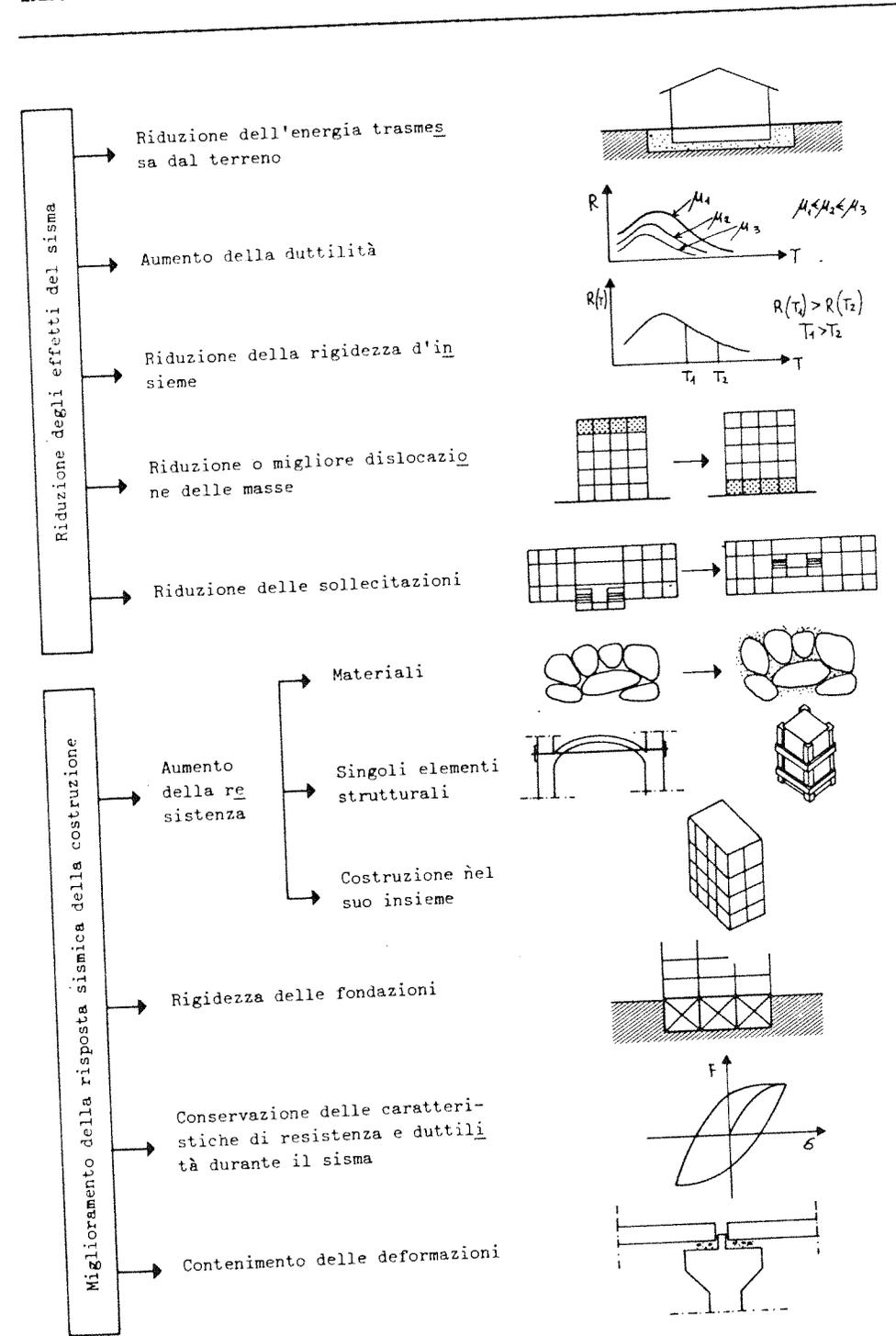


Fig. 1 - Diverso comportamento di una struttura in seguito ad interventi che ne migliorano la resistenza (a), o le duttilità (b).

In conclusione, nelle linee generali della progettazione e della scelta degli interventi, si deve operare in modo da ottenere contemporaneamente due risultati: ridurre gli effetti del sisma e migliorare la risposta sismica della costruzione (v. tab. 1).

TAB. 1 - CRITERI D'INTERVENTO



1 Riduzione degli Effetti del Sisma

La riduzione degli effetti del sisma si può ottenere secondo le strade appresso riportate.

1.1 Riduzione dell'energia che giunge alla costruzione attraverso la scelta del sito su cui costruire e delle strutture di fondazione

A tal fine è importante la rigidezza relativa del suolo rispetto alla costruzione: le costruzioni caratterizzate da alte frequenze (cioè basso periodo proprio), come gli edifici bassi od in muratura, si possono trovare peggio nei suoli compatti e rigidi, mentre le costruzioni caratterizzate da basse frequenze (cioè periodo proprio grande), come gli edifici alti, si possono trovare peggio nei suoli soffici, a causa dell'esaltazione che avviene in condizioni prossime alla "risonanza".

Per quanto riguarda le fondazioni, qualche tentativo è stato effettuato svincolando parzialmente le strutture di fondazione nei confronti dei movimenti orizzontali del suolo.

La figura 2 mostra qualche soluzione concettualmente possibile: interposizione tra il suolo e la base della costruzione di opportuni materiali o strati di terreno deformabili, di dispositivi atti a dissipare energia, etc. Dal punto di vista della realizzazione e della convenienza economica non si è ancora giun-

ti tuttavia per questa strada a risultati del tutto soddisfacenti.

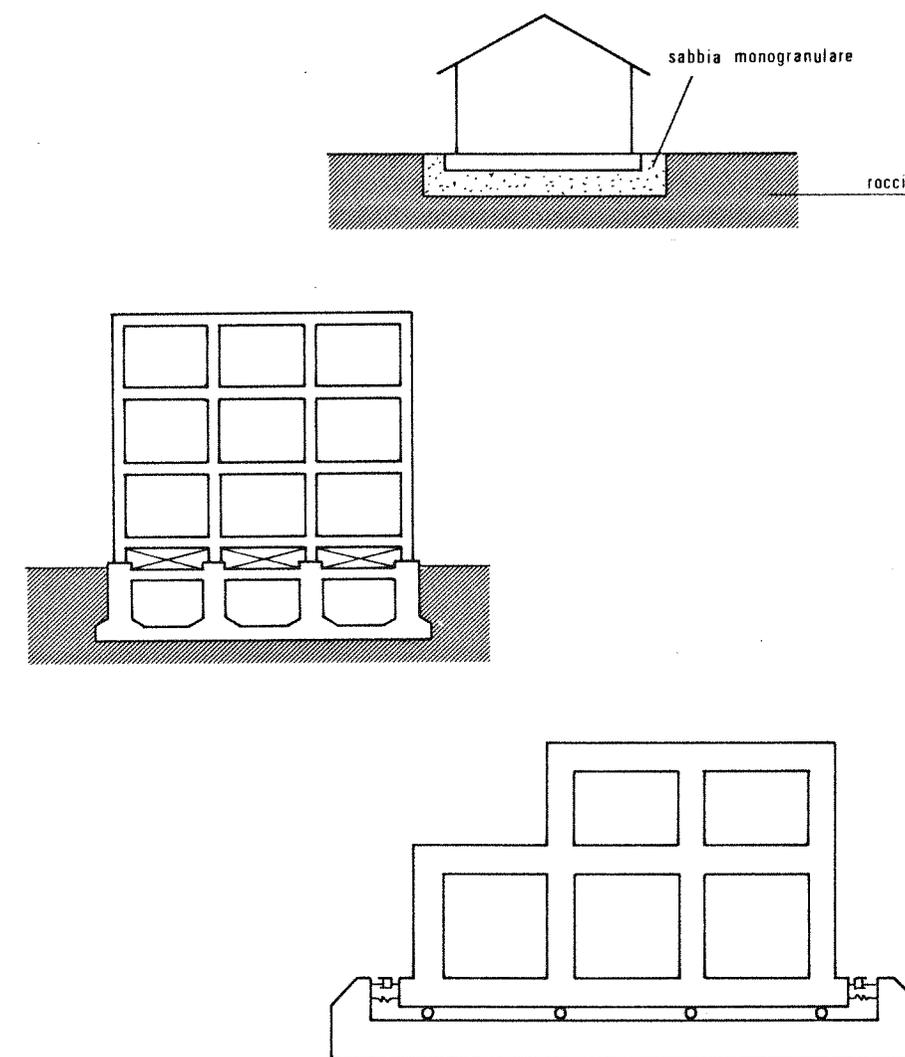


Fig. 2.

1.2 Dissipazione di una quota importante dell'energia mediante la duttilità della struttura

Una elevata duttilità nelle strutture in cemento armato e precompresso può ottenersi attraverso idonee scelte progettuali e lo studio dei particolari e dettagli (staffatura fitta, sforzo assiale modesto rispetto le sollecitazioni flessionali,...); assai più difficile è invece ottenere duttilità elevata nelle costruzioni in muratura che vengono pertanto dimensionate per azioni sismiche più elevate.

1.3 Attenuazione dell'azione sismica mediante riduzione delle accelerazioni impresse alla struttura

Le accelerazioni impresse dal sisma alla struttura si esaltano in condizioni prossime alla risonanza e si attenuano tanto più le frequenze proprie della fonte (sisma) si discostano da quelle della costruzione.

Poiché il sisma è caratterizzato da frequenze proprie alte (periodi propri compresi tra $0,2 \div 0,5$ secondi) si deve cercare di realizzare costruzioni con basse frequenze proprie (cioè periodi propri alti, maggiori di $0,8$ secondi); ne consegue che, a parità di massa, si dovrebbero realizzare strutture con piccola rigidità d'insieme (essendo $T = 2 \pi \sqrt{M/K}$).

La riduzione della rigidità ad ogni modo è praticamente

impossibile nelle costruzioni in muratura, mentre qualche libertà di scelta si ha in quelle in cemento armato, anche se si deve ben tenere presente la necessità di avere una resistenza elevata, esigenza normalmente contrastante con quella di rigidità bassa.

1.4 Attenuazione dell'azione sismica mediante riduzione delle masse della costruzione

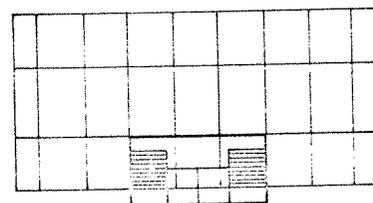
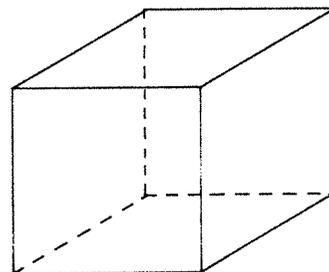
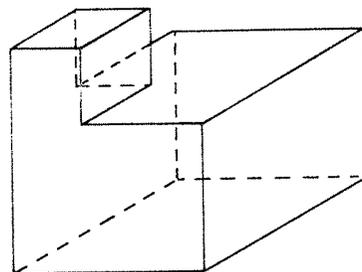
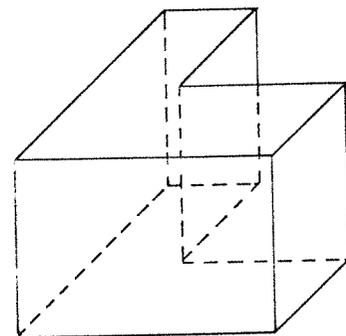
Essendo l'azione sismica direttamente proporzionale sia all'accelerazione che alla massa, ogni riduzione delle masse (pur riducendo il periodo, e quindi, entro un certo campo, aumentando le accelerazioni) porta ad una riduzione delle forze in gioco.

Le masse che danno un contributo più sfavorevole sono naturalmente quelle poste a maggiore altezza, agendo con un braccio più grande rispetto alle fondazioni; si dovrà tendere pertanto a realizzare costruzioni basse, porre i sovraccarichi nei piani inferiori, etc.

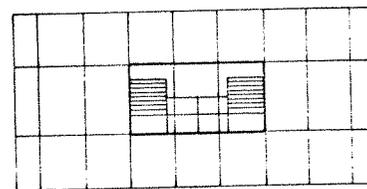
1.5 Riduzione delle sollecitazioni

Le principali fonti che portano all'esaltazione delle sollecitazioni, in genere per gli effetti "torsionali" d'insieme, sono le asimmetrie plano-altimetriche (fig. 3): piante di forma irregolare, presenza disuniforme di elementi rigidi (setti, nuclei scala ed ascensore, ...), fondazioni a quota diversa (ter-

reni in pendio, ...), edifici con porzioni a diversa altezza, etc.



NON ACCETTABILE



ACCETTABILE

Fig. 3

In queste situazioni infatti, a causa di una disuniforme distribuzione delle rigidzze, il centro di torsione (baricentro delle rigidzze) si discosta dall'asse secondo cui agisce la risultante delle azioni sismiche, provocando appunto effetti torsionali d'insieme che esaltano le sollecitazioni in alcuni elementi (telai, pilastri, ...) perimetrali.

2 Miglioramento della Risposta Sismica della Costruzione

Il miglioramento della risposta sismica delle costruzioni si può ottenere secondo le strade descritte.

2.1 Aumento della resistenza della costruzione

La resistenza della costruzione dipende dalla resistenza dei materiali, dalla resistenza dei singoli elementi strutturali, (nodi, travi, pilastri, pareti, ...), dalle tipologie (strutture a telaio, strutture reticolari, strutture a setti, ...).

Le scelte strutturali devono tener conto sia delle componenti "sussultorie", che alternativamente incrementano e riducono i carichi verticali (balconi, solai, travi in c.a.p., ...), sia delle componenti "ondulatorie"; quest'ultime sono le più pericolose in quanto le azioni orizzontali ad esse corrispondenti generano distribuzioni di sollecitazione che coinvolgono zone della costruzione poco sollecitate nelle condizioni di carico corrente; i collegamenti ed ogni provvedimento atto a sviluppare

le collaborazioni strutturali migliorano in genere la resistenza d'insieme.

Agli effetti della sicurezza deve essere assicurata anche la resistenza dei collegamenti con gli "elementi non strutturali" (rivestimenti, comignoli, etc.).

2.2 Rigidezza delle fondazioni.

Le fondazioni devono essere tali da non subire, in conseguenza del sisma, né deformazioni per cedimenti del suolo, né spostamenti orizzontali relativi.

Le fondazioni dirette (plinti, platee, ...) sono idonee nei terreni che non siano soggetti a cedimenti, né per effetto dei carichi di lunga durata, né per effetto istantaneo del sisma. Le fondazioni dirette devono avere un piano di posa situato allo stesso livello; quando ciò non sia possibile (pendii, ...) si devono eseguire dei giunti nella costruzione, o realizzare, a livello del piano scantinato, delle strutture resistenti e rigide (travi parete, strutture scatolari, ...) in modo che la costruzione, sotto l'effetto del sisma, si comporti come un blocco monolitico (fig. 4).

Le fondazioni su pali presentano in genere un buon comportamento; i pali devono essere armati e ben staffati per resistere alle azioni di flessione e taglio corrispondenti ai movimen-

ti relativi orizzontali che, per effetto del sisma, possono svilupparsi nell'ambito del terreno in cui sono immersi.

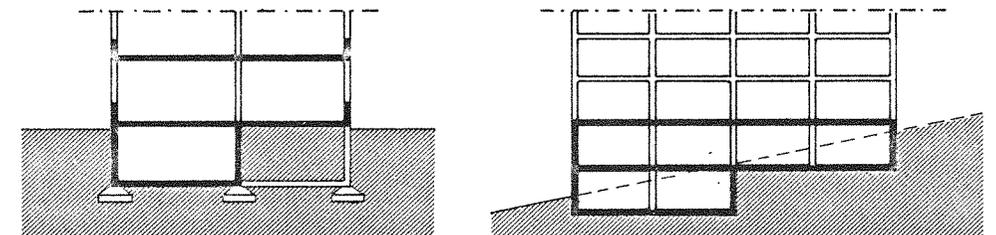


Fig. 4.

Le fondazioni inoltre devono essere tali da impedire spostamenti relativi orizzontali; i diversi elementi strutturali che spiccano dalle fondazioni (pilastri, pareti, ...) tendono infatti a subire spostamenti orizzontali discordi, o comunque di diversa entità a causa delle diverse rigidità e periodi propri.

2.3 Mantenimento delle caratteristiche di resistenza e duttilità durante i sisma

Il materiale e la costruzione nel suo insieme possono subire "degradazioni" durante lo svolgersi del sisma per effetto dei cicli alterni, di scorrimenti relativi, sconnessioni, lesioni, "martellamento", etc.

Ne consegue che durante una stessa scossa, o nelle scosse

successive, la costruzione vada via via perdendo resistenza e possa trovarsi quindi in situazioni più precarie, anche se l'in tensità delle scosse va via via riducendosi.

Le scelte progettuali o gli interventi successivi devono operare in modo da evitare o limitare questi fenomeni, da un la to mediante collegamenti efficaci tra i diversi elementi strutturali (collegamenti tra i muri, tra i solai e le pareti di appoggio, tra la copertura e le pareti, tra i telai e le tamponature, ...) dall'altro lasciando tra i giunti ampiezze sufficienti per evitare ogni contatto.

2.4 Contenimento delle deformazioni

I vincoli delle strutture devono essere progettati in relazione alle deformazioni verticali ed orizzontali consentite od impedito sotto l'evento sismico; in particolare i vincoli dovranno in genere essere di tipo bilaterale.

In ogni caso si deve assicurare che le strutture non fuoriescano dalle sedi di appoggio, anche qualora siano superati i limiti di funzionalità degli apparecchi di appoggio; nel caso dei ponti, ad esempio, ciò può ottenersi effettuando il mutuo contrasto che travate contigue possono offrire tra loro, fino a scaricare la maggior parte delle forze sulle spalle o sulle pile in corrispondenza di risalti espressamente progettati.

Indicazioni Bibliografiche

Biggs D.M.: "Introduction to Structural Dynamics", Mc Graw-Hill, New York, 1964.

Grandori G.: "Introduzione all'Ingegneria Sismica", Tamburini, Milano, 1970.

Richart, Hall, Woods: "Vibration of Soil and Foundations", Prentice Hall, New York, 1970.

Newmark N.M., Rosembueth E.: "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, New York, 1972.

Giuffrè A.: "Analisi Matriciale delle Strutture", Tamburini, Milano, 1973.

Castellani A. et Al.: "Calcolo di Strutture in Zona Sismica", Tamburini, Milano, 1975.

Castiglioni A.: "Introduzione alla Dinamica delle Strutture", Tamburini, Milano, 1975.

Clough-Penzien: "Dynamics of Structures", Mc Graw-Hill, New York, 1975.

Gavarini C. et Al.: "Ingegneria Antisismica", ESA, Roma, 1980.

Castellani A. et Al.: "Costruzioni in Zona Sismica", Masson Italia, Milano, 1981.

Croci G.: "Progettazione Strutturale e Consolidamento delle Costruzioni", Hoepli, Milano, 1982.

LA PROTEZIONE DEL PATRIMONIO MONUMENTALE
DAL RISCHIO SISMICO Termini del Problema

MATERIALI PER L'APPROFONDIMENTO DI ALCUNI TEMI DELLA MOSTRA

4.5 Fernando Lizzi

Nota sulle Tecniche di Consolidamento a Mezzo di Iniezioni di
Miscele Leganti

Premessa

L'iniezione di miscele leganti all'interno delle vecchie murature si propone di aumentarne la resistenza intasandone i vuoti.

Amnesso che la struttura muraria si trovi in uno stato critico, con coefficiente di sicurezza η che si ritiene prossimo all'unità, l'intasamento dei suoi eventuali vuoti con materiale appropriato, migliorando l'appoggio ed il mutuo contrasto tra le parti che la compongono (conci e malta) comporta, almeno sul piano qualitativo, un indubbio aumento del detto coefficiente di sicurezza; occorre, peraltro, cercare di valutarne l'entità (v. par. 3).

1 Le Miscele di Iniezione

Le miscele normalmente adoperate per iniezioni nelle murature possono suddividersi in due grandi categorie: miscele di materiali in sospensione e miscele di materiali in soluzione.

1.1 Miscele di materiali in sospensione

I materiali più comunemente usati sono il cemento e la calce.

1.1.1 Miscele cementizie

La miscela più correntemente usata è costituita da acqua e cemento nel rapporto A/C, in peso, variabile da 1,5 a 1 (più fluida all'inizio della iniezione, più densa verso la fine).

Il maggiore contenuto d'acqua conferisce alla miscela una più grande fluidità; tuttavia una miscela troppo acquosa tende facilmente a decantare con conseguente separazione del cemento dall'acqua. Questo si verifica specialmente allorché la miscela, inoltrandosi nei meati minori, incontra maggiore resistenza all'avanzamento.

L'opportuna aggiunta di additivi riduce la decantazione e consente quindi una maggiore penetrazione effettiva della frazione solida (cemento); la quale, comunque, non può penetrare in discontinuità inferiori alla dimensione dei suoi grani.

Le prove di cementazione, che devono di regola precedere il lavoro effettivo di iniezione, servono, tra l'altro, ad accertare, caso per caso, i limiti di dosatura A/C più adatti, nonché le effettive possibilità di penetrazione.

Può anche darsi il caso che la struttura muraria, di grosse dimensioni, presenti cospicue discontinuità; entro le quali possono essere iniettate miscele più dense ottenute aggiungendo al cemento inerti di elevata finezza di macinazione, quali: pozzolana macinata, ceneri volanti, polveri di calcare o di basalto, ecc.

E' evidente che, in questi casi, non è richiesta una penetrazione molto spinta, nel mentre l'uso di materiali meno costosi del cemento assicura una certa economia, in un lavoro da ritenersi sostanzialmente costoso.

Le miscele a base di cemento, come sopra descritte, offrono anche i seguenti vantaggi:

- il tempo di presa, sufficientemente sollecito, assicura alla muratura iniettata una pronta entrata in servizio, consentendo al lavoro di consolidamento di poter procedere con conveniente rapidità (le zone già consolidate sostengono provvisoriamente le zone ancora da trattare);

- la resistenza del cemento iniettato è, in generale, largamente esuberante per gli scopi richiesti; anche il ritiro è praticamente trascurabile ove si consideri il limitato spessore, nonché la facile eliminazione dell'acqua nelle discontinuità e porosità della muratura.

In ogni caso è opportuno che l'iniezione sia sempre preceduta da una conveniente immissione di acqua.

Il controllo in fase preliminare, a mezzo di carotaggi di campioni di muratura iniettata, potrà fornire utili indicazioni e, se del caso, suggerire un maggior impiego di acqua prima e dopo l'iniezione (bagnatura delle pareti) per assicurare una migliore maturazione del cemento, eliminando totalmente il rischio di ritiro.

1.1.2 Miscele a base di calce

Le miscele a base di calce o altri leganti idraulici, tal

volta adoperati per casi specifici, offrono una migliore penetrazione (dovuta alla maggiore finezza di macinazione) rispetto al cemento.

Per contro, la stessa maggiore finezza occlude più facilmente le porosità della pietra (o mattone) e delle malte, ostacolando la eliminazione dell'acqua di miscela. Occorre quindi assicurarsi bene che la dispersione dell'acqua (essenziale per la buona riuscita di qualsiasi tipo di iniezione) avvenga in maniera sufficiente; altrimenti i vuoti risulteranno non completamente intasati e, per giunta, con materiale di modesta resistenza.

In ogni caso la resistenza specifica delle miscele a base di calce è notevolmente inferiore alla corrispondente resistenza delle miscele a base di cemento.

1.1.3 La miscelazione ed il pompaggio dei materiali in sospensione

La miscelazione è una operazione molto delicata che si riflette sulla capacità di penetrazione della miscela.

Una corretta miscelazione comporta:

- una prima fase nella quale la miscela contenente l'acqua e i materiali viene assoggettata ad una agitazione ad alta turbolenza. Si tratta di un'operazione di breve durata (alcuni minuti) destinata ad emulsionare la miscela; ove fosse prolungata più del necessario porterebbe alla centrifugazione dei materiali più pesanti e, praticamente, alla perdita della miscela;

- una seconda fase, nella quale la miscela, proveniente dal mescolatore ad alta turbolenza, viene mantenuta in lento

movimento per evitarne la decantazione. Questa fase, di più lunga durata, si conclude con l'invio alla pompa di iniezione.

La pompa di iniezione deve essere, in genere, del tipo a doppio effetto con comando idraulico o ad aria compressa, sì da assicurare un flusso continuo, privo di scosse. Deve essere munita sia di dispositivo di regolazione onde realizzare, se necessario, valori minimi di portata, che di manometro e valvola di sicurezza. Un altro manometro deve essere collocato sulla lancia di iniezione, per consentire il diretto controllo da parte del relativo operatore.

1.2 Miscele di materiali in soluzione (miscele chimiche)

L'uso di miscele chimiche per il consolidamento delle strutture si va sempre più diffondendo.

L'impiego di dette miscele è in fase evolutiva; non è escluso pertanto che ai prodotti attualmente impiegati (in genere resine organiche) possano aggiungersi, in futuro, altri prodotti.

La caratteristica essenziale delle miscele chimiche (correntemente, resine) è la loro fluidità, la quale ne assicura una migliore penetrazione, rispetto alle miscele contenenti materiali in sospensione.

Il tempo di presa può essere regolato a volontà. Non vi è nessun problema di decantazione. Il ritiro è inesistente.

La resistenza specifica è molto elevata, ben superiore a

quanto sarebbe necessario per ottenere una buona collaborazione con la muratura esistente; è opportuno, anzi, evitare che si formino nella muratura zone troppo estese riempite di sola resina.

L'attacco della resina sui materiali esistenti non sempre è molto efficace specie in presenza di superfici umide o pulverulente.

La durata nel tempo non è ancora ben accertata, dato il relativo breve periodo trascorso, dalle prime applicazioni ad oggi; non sembra, tuttavia, che un eventuale aumento di fragilità possa nuocere alla funzione essenziale, che è quella di intasamento, specie se in spessori sottili.

Il costo delle resine è ancora molto elevato; conviene limitarne l'uso ai seguenti casi:

- murature già iniettate a cemento (o altri materiali in sospensione), per le quali si ritenga di dover procedere ad un più accentuato intasamento di vuoti;
- murature prive di grossi vuoti (in genere le murature di mattoni), per le quali l'unica possibilità di penetrazione è quella offerta da liquidi molto fluidi.

In ogni caso, per le ragioni dette innanzi, una iniezione a mezzo di resine deve presentarsi in spessori sottili corrispondenti a vuoti non intasabili con miscele convenzionali; maggiori spessori comportano costi notevolmente elevati e risultati tecnici di minore affidamento.

2 Campo di Applicabilità delle Iniezioni

Le iniezioni nelle murature sono applicabili a condizione che la percentuale dei vuoti esistenti nella muratura stessa sia contenuta entro determinati limiti che, grosso modo, portano alle seguenti definizioni: murature "aperte"; murature "chiuse, ma ancora iniettabili"; murature non iniettabili.

2.1 Murature "aperte"

Una muratura potrà considerarsi "aperta" allorché è in grado di assorbire volumi di cemento iniettato in misura superiore al 10% del suo volume; a questo fine un quintale di cemento, iniettato in opera, può essere valutato, convenzionalmente, in ragione di 60 ÷ 70 litri; pertanto una muratura sarà considerata "aperta", se assorbe circa 1,5 q.li, o più, di cemento per metro cubo.

Per maggiori assorbimenti basta, in generale, l'iniezione a base di cemento; per valori minori, ove si renda necessario, l'iniezione di cemento viene integrata con iniezione di resine.

2.2 Murature "chiuse, ma ancora iniettabili"

Una muratura dovrà considerarsi "chiusa, ma ancora iniettabile", allorché gli assorbimenti risultano inferiori al 10%, nei confronti della penetrazione di miscele cementizie, nelmen

tre sono superiori al 5% nei confronti delle miscele chimiche; per quanto riguarda queste ultime, un litro di miscela fluida corrisponde a un litro di volume consolidato in opera.

2.3 Murature non iniettabili

Sono quelle per le quali gli assorbimenti non raggiungono il valore minimo del 5% sopra indicato. Per queste murature la rigenerazione della massa, fondamento dell'iniezione, non si presenta agevole; tuttavia l'impiego dell'iniezione di miscele molto fluide si presenta necessario e opportuno, allorché si tratti di sigillare fratture o discontinuità localizzate in strutture murarie sostanzialmente buone.

Al di fuori di questi casi una struttura muraria che si presenti integra ma insufficiente per i carichi che, originariamente o a seguito di trasformazioni, le sono attribuiti, dovrà essere rinforzata con altri sistemi.

3 Il Coefficiente di Sicurezza di una Muratura Consolidata a Mezzo di Iniezioni

L'aumento di resistenza che una muratura può conseguire a seguito di iniezioni dipende direttamente dalla percentuale di vuoti intasati.

Ponendo, cautelativamente, uguale a 1 il valore del coefficiente di sicurezza della muratura allo stato attuale, l'aumento di resistenza che l'iniezione potrà fornire può essere va-

lutato, in primissima approssimazione, secondo il rapporto

$$\eta' = \frac{n}{1-n}$$

dove n è la percentuale dei vuoti.

Ad esempio, con una percentuale del 20% l'aumento di resistenza può valutarsi in ragione del 25% ($\eta' = 1,25$).

Si tratta, è bene avvertirlo, di un valore di prima approssimazione, che presuppone una diffusione sparsa e non localizzata delle miscele di iniezione.

Risulta da quanto sopra che più la muratura originaria è disgregata, maggiore è il miglioramento che l'iniezione potrà apportare; anche il costo sarà minore, nonostante la maggiore incidenza del materiale, poiché l'iniezione in una muratura disgregata richiede un numero ridotto di fori e comporta una maggiore rapidità di esecuzione.

Un'altra possibilità di valutazione del maggior coefficiente di sicurezza raggiunto con le iniezioni viene offerta dai valori di resistenza e di elasticità di provini ricavati dalla muratura iniettata.

Tuttavia questi dati difficilmente possono essere comparabili con quelli attuali (prima del consolidamento), data la difficoltà di ricavare provini da una muratura in dissesto; in questo caso il termine di paragone sarà ricavato da una accurata analisi dei carichi relativa alle strutture da consolidare. Occorre avvertire che detta analisi deve tener conto che le strutture sono prive della originaria continuità; sarà necessa-

rio, quindi, valutare, caso per caso, l'effettiva entità dei pesi che gravano sui singoli elementi strutturali da rinforzare.

In generale il coefficiente di sicurezza che si presume di poter raggiungere con le iniezioni deve valere per tutte le strutture dell'immobile; un maggior valore potrà essere richiesto per elementi strutturali più delicati, quali pilastri, scale a sbalzo, archi e cupole.

4 Compatibilità

Tutto quanto sopra detto vale nel solo caso che il rafforzamento dell'immobile sia basato sulla conservazione dell'equilibrio esistente senza l'introduzione di stati di coazione; ove si ricorra a interventi di quest'ultimo tipo la resistenza raggiunta dalla muratura iniettata dovrà rappresentare la base di calcolo per le future sollecitazioni da introdurre nelle strutture.

Altrettanto dicasi per quanto riguarda il caso delle ristrutturazioni per le quali nuove strutture (con i loro dati di resistenza e di elasticità) siano chiamate a collaborare con vecchie strutture consolidate.

5 Opportunità dell'Intervento a Mezzo di Iniezioni

Ove non vi siano ragioni storiche, culturali, sentimentale

li di entità preponderante, il costo del risanamento (in tutto o in parte) di un immobile a mezzo di iniezioni deve essere messo a confronto con il costo relativo alla demolizione (parziale o totale) e successiva ricostruzione.

E' bene tuttavia tener presente che un trattamento a mezzo di iniezioni mal si presta a interventi localizzati. E' un grave errore presumere di attribuire una maggiore resistenza e una maggiore inerzia ad una parete dissestata limitando il trattamento per iniezioni alle sole lesioni apparenti; una zona consolidata in un contesto ancora sostanzialmente debole rischia di rappresentare un elemento negativo più che positivo; meglio un trattamento meno intenso ma esteso all'intera parete.

Parimenti, nel valutare demolizioni parziali e successive ricostruzioni, occorre tener conto del difficile inserimento della nuova struttura nel vecchio tessuto; il che comporta un alto livello di professionalità, soprattutto da parte dell'esecutore.

6 Modalità delle Iniezioni

Un'operazione di iniezione in murature dissestate passa attraverso numerose fasi di lavoro che sono qui di seguito dettagliate.

Occorre tener presente che non tutte le operazioni sono sempre necessarie.

Comunque, il caso delle murature "aperte" richiede, in generale, tutte le seguenti operazioni:

a) rimozione dell'intonaco: da effettuarsi nel solo caso che l'intonaco si stacchi agevolmente, senza uso di piccone.

Il caso dell'intonaco che si vuole conservare al suo posto, per ragioni storiche e/o artistiche, richiede un intervento specialistico, a carattere individuale, che non può essere considerato nel presente contesto;

b) scarnitura dei giunti murari: il facile distacco degli intonaci denuncia, in generale, una muratura di qualità scadente con giunti di malta friabili e di un certo spessore.

E' necessario scarnire profondamente detti giunti (per una profondità pari ad almeno due, tre volte il loro spessore), usando un utensile appropriato, ma mai ricorrendo a scalpellature.

Alla scarnitura segue un energico lavaggio con acqua (meglio se mescolata ad aria) spruzzata a pressione, tanto da imbibire completamente la muratura.

Anche molte murature a faccia vista (cioè prive di intonaco) denunciano la scarsa consistenza delle malte attraverso giunti di materiale friabile e facilmente asportabile; il trattamento di detti giunti costituisce parte essenziale del consolidamento;

c) sigillatura dei giunti murari: alla scarnitura come sopra descritta segue la sigillatura, da eseguirsi con malta a base di sabbia, preferibilmente a grana grossa (maggiore porosità).

Per quanto riguarda il legante è da preferirsi il cemento (salvo controindicazioni, in casi speciali), il quale assicura una presa più rapida e un ritiro praticamente trascurabile.

Possono impiegarsi anche malte a base di calce, le quali però comportano presa più lenta e possibile, sia pur lieve, ritiro.

La dosatura legante/inerti non deve essere eccessiva; non si richiedono, infatti, normalmente, elevate resistenze specifiche e una minore dosatura di legante conferisce alla malta una maggiore porosità, a tutto favore dell'eliminazione di acqua dalle miscele che verranno successivamente iniettate.

Le operazioni di scarnitura e stilatura dei giunti introducono nella muratura una sia pur temporanea e localizzata diminuzione della sezione resistente; si consiglia quindi di non procedere, in una sola volta, a dette operazioni, allorché ci

si trovi di fronte a murature in condizioni critiche; è preferibile procedere per zone, impegnando nuove zone solo quando si può presumere che quelle già trattate siano consolidate; in questi casi si raccomanda l'uso del cemento il quale assicura una presa e un indurimento sufficientemente rapidi.

Altra operazione da non trascurare è quella del lavaggio, con straccio bagnato, delle superfici trattate, prima che la malta dei giunti abbia fatto presa. Questa cautela assicura una migliore porosità al giunto, mentre una liscivatura a cazzuola sarebbe controproducente, oltre che antiestetica per le murature a faccia vista; per queste ultime sono necessarie, altresì, particolari cautele per rispettare l'aspetto ed il colore originario dei giunti.

Le murature stilate dovranno essere tenute umide, a mezzo bagnature, per un sufficiente numero di giorni.

E' bene tener presente che una buona stilatura dei giunti, rinforzando i paramenti della muratura, comporta un miglioramento sensibile alla resistenza della muratura stessa, talvolta superiore a quello che ci si può ripromettere dalle iniezioni.

Non si tratta, quindi, di una operazione complementare, ma di una operazione essenziale; da eseguire, ovviamente, quando ce ne siano le condizioni e con la massima cura;

d) perforazioni nel corpo murario: vanno eseguite con trapani o perforatrici di tipo rotativo; il tipo di attrezzo dovrà essere adeguato alla situazione statica della struttura, alla quale non deve arrecare pregiudizio alcuno per vibrazioni, scuotimenti, ecc.

Lo spurgo dei detriti della perforazione potrà essere effettuato ad acqua, sempreché l'immissione di acqua non costituisca rischio per l'equilibrio delle strutture; altrimenti dovrà essere eseguito ad aria, con moderate iniezioni di acqua.

Il diametro dei fori di iniezione è, in genere, di 20 mm, sì da consentire l'eventuale collocazione, all'interno del foro, di una barra da 12 ÷ 16 mm, nonché la sistemazione, all'orifizio, di un tubetto filettato, da $\frac{3}{4}$ " ÷ $\frac{1}{2}$ " per l'attacco della tubazione di mandata; detto tubetto sarà rimosso a fine iniezione.

In alcuni casi possono rendersi necessari piccoli fori di spia e sfiato (diametro 5 mm, o meno), destinati a controllare l'elevazione del livello delle miscele all'interno delle murature

re durante l'iniezione, per evitare la formazione di carichi idraulici eccessivi. Detti fori sono particolarmente necessari allorché si proceda a tergo di intonaci da preservare; in tal caso l'ubicazione dei fori dovrà essere stabilita in maniera appropriata, sì da evitare di arrecare pregiudizio all'estetica della parete;

e) l'iniezione: la vera e propria introduzione delle miscele nel corpo murario costituisce la fase più delicata del rafforzamento a mezzo di iniezioni.

Questa fase richiede una buona professionalità, a livello di quadri superiori e intermedi, in quanto è impensabile di poter affidare un lavoro del genere a operai comuni.

L'iniezione impegna la diretta responsabilità del direttore di cantiere, il quale risponde, in prima persona, del corretto svolgimento delle operazioni relative.

Occorre ricordare che, in via preliminare, un liquido che si diffonde in una muratura esercita, fino a che conserva lo stato fluido, un'azione di cuneo che potrebbe mettere in pericolo la stabilità della struttura.

Questo pericolo scompare con la scomparsa dello stato fluido (eliminazione dell'acqua e inizio della presa) per il che, ad esempio una iniezione a piccoli quantitativi, iniettata a intervalli, presenta minori rischi rispetto ad una immissione del quantitativo totale in una sola volta.

In casi molto delicati è opportuno procedere con valori bassissimi di pressione, o addirittura a semplice gravità.

Di norma le iniezioni vengono iniziate a partire dalle parti più basse dell'edificio, per procedere verso l'alto.

7 Lo Schema di un Intervento con Iniezioni

Tutto quanto detto sopra deve costituire motivo di attenzione e responsabile riflessione da parte del progettista e del direttore di cantiere, onde decidere, caso per caso:

- numero dei fori a metro quadrato di parete;
- profondità dei fori; sono da preferirsi fori di una

certa lunghezza che attraversano in obliquo le murature (profondità pari a $2 \div 3$ volte lo spessore murario) anziché fori numerosi e poco profondi;

- lo schema di lavoro, cioè il numero delle fasi di lavoro; in generale è opportuno che il lavoro si svolga in due fasi, cioè prima secondo una maglia che, in seconda fase, sarà raffittita. E' evidente che ciascuna fase sarà costituita da perforazioni e relative iniezioni. Non soddisfa questa esigenza l'esecuzione di tutti i fori in una sola volta; parte di essi funzionerebbe soltanto da sfiato durante la iniezione degli altri fori e non sarebbe quindi più utilizzabile per le iniezioni di serraggio;

- quantità di miscela da immettere di volta in volta, a seconda dello stato di avanzamento del trattamento, e relative pressioni.

8 Lo Svolgimento delle Iniezioni

Per una corretta esecuzione delle iniezioni occorre svincolare l'operatore addetto alla lancia di iniezione da quelli addetti alla miscelazione ed al pompaggio. Questo si ottiene applicando alla lancia di iniezione un tubo di ritorno che consenta alla miscela di rifluire al miscelatore, allorché l'operatore ferma temporaneamente l'iniezione, per passare da un foro all'altro.

Il sistema più appropriato consiste, per quanto detto innanzi, nel riempire gradualmente i fori di iniezione, spostando frequentemente la lancia di iniezione da una zona all'altra.

Una modestissima immissione di acqua nel tubetto di iniezione servirà, durante le fasi intermedie, a mantenerlo libero, onde consentirgli di ricevere, alla ripresa, ulteriori quantitativi di miscela fresca.

9 La Fase Sperimentale Preliminare

Un lavoro di consolidamento murario per iniezioni deve, in ogni caso, essere preceduto da una fase preliminare destinata ad individuare i parametri di intervento più appropriati e, soprattutto, stabilire un affiatamento tra gli operatori che consenta al direttore responsabile di cantiere di rendersi conto di tutti gli aspetti specifici del problema, compreso anche quello essenziale dell'affidamento che può fare sui suoi collaboratori.

Per quanto riguarda questi ultimi, si può dire che il frazionamento dei compiti consente l'impiego di operai di qualificazione non eccessivamente spinta.

Questo vale per le operazioni di scarnitura, stilatura, preparazione e miscelazione.

Più delicato è il lavoro dell'addetto alla lancia di iniezione; si ricordi, comunque, che ogni caso ha le sue caratteristiche e che, pertanto, stabilire delle regole precise per l'iniezione è impossibile.

Da qui l'importanza della fase preliminare che deve servire ad accertare:

- percentuale dei vuoti nei confronti delle varie miscele ipotizzabili;
- opportunità di integrare miscele in sospensione con miscele chimiche;
- modalità esecutive, rischi, cautele;
- miglioramento che è possibile conseguire (essenzialmente a mezzo di prove su materiale consolidato).