

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

**CAP. 14 - INTERVENTI DI ADEGUAMENTO
SU EDIFICI IN CEMENTO ARMATO E IN ACCIAIO
(C.9.6, C.9.7, All. 2 e 4 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)
(Gaetano Zingone)**

SOMMARIO

14.1. Generalità	14.3
14.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma	14.5
14.2.1. Esame dei contenuti di C.9.6 e C.9.7	14.6
14.2.2. Esame dei contenuti dell'Allegato 2	14.10
14.2.3. Esame dei contenuti dell'Allegato 4	14.15
14.3. Commenti e miglioramenti possibili	14.22
14.4. Esempi di applicazioni	14.36
14.5. Conclusioni	14.43
14.6. Bibliografia	14.45

**CAP. 14 - INTERVENTI DI ADEGUAMENTO
SU EDIFICI IN C. A. E IN ACCIAIO**
(C.9.6, C.9.7, All. 2 e 4 alla Circ. LL.PP. n.65/AA.GG. del 10 Aprile '97)
(Gaetano Zingone)

14.1. GENERALITA'

La progettazione di edifici a tipologia ordinaria con strutture in cemento armato o in acciaio, da realizzare in zona sismica, rientra ormai in una operazione di routine professionale. A riguardo, la recente normativa emanata con D.M.16.1.96, sebbene suscettibile di miglioramenti, costituisce una utile guida aggiornata per gli usi della pratica tecnica. Inoltre, la diffusione di strumenti di calcolo sempre più sofisticati, ha contribuito a rendere il compito degli ingegneri ancora più facile.

Lo stesso non può dirsi per quanto attiene gli interventi di adeguamento sugli edifici esistenti che, difficilmente, risultano conformi alla suddetta normativa. Questa operazione si complica ulteriormente se si tratta di intervenire su edifici colpiti da sisma. Le difficoltà sono essenzialmente da attribuire a due motivi di diversa natura:

- il primo connesso alla diagnostica strutturale dei sistemi su cui intervenire;
- il secondo dipendente dalla complessità delle operazioni di modellazione.

E' inoltre di fondamentale importanza tenere presente che, al fine di una corretta individuazione di interventi efficaci e rispondenti, non può assolutamente prescindere da una accurata analisi strutturale del comportamento globale dell'edificio tenendo conto delle risorse di resistenza che tutti gli elementi costitutivi strutturali e non strutturali sono in grado di offrire. La validità dei risultati di una analisi di questo tipo dipende essenzialmente dalla rispondenza di comportamento che il modello assunto a base del calcolo ha con il sistema reale.

Le difficoltà connesse alle operazioni di rilevamento si riescono in buona parte a superare seguendo il procedimento di indagine schematizzato in Fig.14.1. I percorsi indicati, da effettuare collateralmente, sono sostanzialmente due: il primo basato sulla elaborazione statistica delle notizie e dei dati censiti, rivolto alla determinazione del livello di vulnerabilità; il secondo finalizzato alla determinazione della pericolosità del sito attraverso la elaborazione statistica dei dati contenuti nella mappa sismogenetica. Incrociando queste due informazioni si perviene ad una corretta valutazione del livello di rischio sismico della costruzione in esame. Altro risultato interessante che si riesce a conseguire è quello riguardante la classificazione tipologica di edifici aventi comportamento sismico omogeneo.

Questa operazione, utile in ogni caso, risulta indispensabile quando si tratta di intervenire su vaste aree costruite. Soltanto riconducendo il singolo edificio ad una ben definita tipologia di appartenenza, si riesce facilmente a semplificare tutti gli altri aspetti connessi all'adeguamento sismico. Infine, attraverso la pianificazione delle operazioni di intervento, risulta facile pervenire al tracciamento delle mappe dinamiche di un intero centro costruito.

Con riguardo alle difficoltà connesse alle operazioni di modellazione, si fa rilevare che, per quanta precisione ed attenzione possano prestarsi in fase di indagine per una corretta interpretazione del loro comportamento attraverso modelli appropriati, non sempre si riesce a definire schemi strutturali di sufficiente rispondenza. Le complicazioni maggiori derivano dal fatto che il modello assunto a base del calcolo e la struttura reale devono presentare caratteristiche dinamiche quanto più possibile vicine.

Le metodologie approssimative che di solito vengono impiegate non consentono di soddisfare la suddetta esigenza. A questi risultati si può soltanto pervenire facendo ricorso alle moderne tecniche di identificazione strutturale di cui in Fig. 14.2 è presentata, in forma compatta, la metodologia di analisi.

Una volta definito il modello di riferimento sulla base dei dati censiti attraverso le operazioni di rilevamento, è possibile calcolare la risposta in termini di frequenza di primo tentativo e programmare l'indagine di carattere sperimentale.

Dovendo, per come si è detto, rispettare anche la rispondenza nei riguardi del comportamento dinamico tra modello e struttura reale, il tipo di analisi indicato richiede necessariamente una prova di carattere vibrazionale in sito, rivolta al rilievo della risposta in termini di caratteristiche dinamiche (frequenza, spostamenti massimi, ecc.). Per l'espletamento di una prova del genere, è sufficiente rilevare la risposta sotto l'effetto delle vibrazioni indotte dal rumore ambientale (traffico urbano, vento, ecc.), utilizzando sismometri o accelerometri.

Note le caratteristiche dinamiche si procede alla calibrazione del modello di riferimento inizialmente assunto, pervenendo alla soluzione del problema di identificazione. Utilizzando questo modello si riesce ad individuare le zone di rischio, a programmare gli interventi più idonei al fine di migliorare la resistenza nei confronti delle azioni sismiche, ed a valutare il nuovo livello di rischio.

Altri due argomenti di rilevante interesse, che certamente non possono essere trascurati per una corretta operazione di adeguamento sismico, sono quelli riguardanti la duttilità strutturale e la stabilità dell'equilibrio. Soltanto facendo ricorso ad interventi che consentano di dissipare energia sismica, attraverso un comportamento duttile, si perviene a soluzioni efficaci ed economicamente accettabili. Il problema della stabilità dell'equilibrio riguarda più semplicemente le strutture in acciaio, che in genere presentano rilevante snellezza, ed è da considerare sia con riguardo al comportamento locale che globale.

Di questi due problemi si riferirà al paragrafo 14.3, dedicato ai miglioramenti possibili delle attuali prescrizioni di norma.

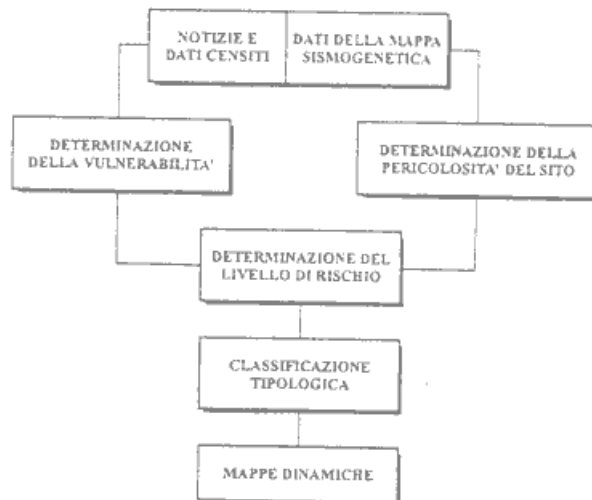


Fig. 14.1



Fig. 14.2

14.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Nel D.M. del 16.1.96, le prescrizioni dedicate agli interventi di adeguamento delle costruzioni in cemento armato e con struttura in acciaio, sono trattate rispettivamente in C.9.6 e C.9.7.

Ad integrazione delle suddette norme, con una successiva circolare n° 65 del 10.04.97, sono state messe a punto, a cura del Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei LL.PP., delle istruzioni finalizzate ad una migliore interpretazione ed a facilitarne l'applicazione. In questa circolare, le istruzioni riguardanti le prescrizioni in esame sono quelle contenute negli ALLEGATI 2 e 4. I contenuti delle prescrizioni C.9.6 e C.9.7., così per come sono formulati, possono essere considerati raccomandazioni ad indirizzo di carattere generale. Le istruzioni relative agli ALLEGATI 2 e 4 sono invece rivolte, più specificatamente, agli elementi strutturali in c.a. di tipo intelaiato. Nessuna istruzione specifica viene fornita nei riguardi delle costruzioni in acciaio.

Con riferimento alle prescrizioni e alle istruzioni di cui si è detto, si riportano di seguito i risultati emersi dall'esame degli argomenti trattati, unitamente a rilievi e considerazioni che si ritengono utili sia ai fini interpretativi che per l'applicazione a casi concreti.

14.2.1. ESAME DEI CONTENUTI DI C.9.6 e C.9.7

Le prescrizioni relative alle due tipologie considerate in C.9.6 e C.9.7, riguardano i seguenti tre argomenti:

- la definizione dello schema strutturale;
- l'analisi dei materiali ed i particolari costruttivi,
- la verifica sismica.

Pertanto, nel prendere in esame i contenuti delle suddette prescrizioni, si è ritenuto opportuno dedicare una prima parte **a)** ai concetti di base, sostanzialmente comuni alle due tipologie, ed una seconda parte **b)** agli argomenti di carattere più specifico, che si differenziano in ragione dei materiali impiegati.

a) Prescrizioni di base

I componenti costitutivi di una costruzione, sogliono normalmente distinguersi in:

- componenti strutturali, cui è affidato il ruolo di assorbire le azioni indotte dai carichi e rinviarle alle fondazioni;
- componenti non strutturali, destinati a rendere funzionale il sistema.

Alla prima categoria appartengono gli elementi monodimensionali e bidimensionali. Elementi monodimensionali sono le travi ed i pilastri, riconducibili a sistemi lineari il cui comportamento è valutabile attraverso la deformazione dell'asse baricentrico. Elementi bidimensionali sono le lastre e le piastre, riconducibili a sistemi piani il cui comportamento è valutabile attraverso la deformata del piano medio. Questi elementi vengono di solito impiegati per la realizzazione di solai, nuclei di scale ed ascensori, o di pareti ad effetto irrigidente. Elementi strutturali particolari, di primaria importanza, sono pure da considerare i nodi travi-pilastri e tutti i sistemi di collegamento tra i componenti di vario tipo. Anche i sistemi di fondazione superficiali sono costituiti da travi, da piastre o dalla combinazione di entrambi.

Alla categoria di componenti non strutturali appartengono: i pannelli di tamponamento; i divisori interni; i sistemi di copertura; le rampe di scala; i balconi e tutti gli altri elementi di definizione dell'edificio.

Ciò premesso, si riferisce sui risultati dell'esame effettuato facendo riferimento ai tre argomenti prima richiamati.

- Definizione dello schema strutturale (C.9.6.1 - C.9.7.1)

L'analisi strutturale di un sistema edilizio viene effettuata sulla base di opportuni schemi semplificati, che vengono semplicemente chiamati modelli di calcolo. La definizione di questi modelli può risultare più o meno rigorosa in dipendenza delle informazioni attinte durante le operazioni di rilevamento dello stato di fatto e delle ipotesi assunte nei riguardi del comportamento dei materiali e dei vari elementi costitutivi. Tutte queste informazioni devono essere tradotte in uno schema che prende il nome di schema strutturale che sostanzialmente è un modello matematico rappresentativo dell'intero organismo, il cui comportamento deve risultare il più vicino possibile a quello reale.

Alla definizione dello schema strutturale si può pervenire, o per via rigorosa, seguendo le tecniche basate sulla identificazione strutturale di un edificio esistente, oppure per via approssimata, seguendo le prescrizioni di norma.

In ogni caso, risulta assolutamente necessario tener conto delle risorse di resistenza che tutti gli elementi strutturali e non strutturali. Ciò può essere ottenuto attraverso un accurato esame di carattere globale, esteso ai singoli elementi costitutivi dell'intero organismo strutturale, accompagnato dalla scelta di modellazioni appropriate, adatte ad interpretare il comportamento reale ed il contributo di resistenza offerto da ciascuno di essi.

Con riguardo agli elementi strutturali principali, travi e pilastri, oltre alle caratteristiche intrinseche, dovranno essere rilevate le irregolarità, sia di ordine geometrico che costruttivo. Tra le irregolarità di carattere geometrico, particolare importanza assumono: le variazioni brusche di sezione; l'uso di travi a spessore; l'eccentricità tra assi di travi e pilastri; la presenza di strutture a sbalzo; l'inclinazione delle strutture a livello di copertura. Tra le

irregolarità di ordine costruttivo, devono essere attentamente evidenziate tutte le imperfezioni connesse alle operazioni di tracciamento e posizionamento, nonché il mancato rispetto della verticalità e orizzontalità.

I nuclei di scale ed ascensori, sono di solito dotati di una rigidezza maggiore degli altri elementi strutturali. Pertanto, nei confronti delle azioni sismiche, questi elementi possono assumere un significato di particolare importanza. Comunque, c'è da tenere presente che il contributo di resistenza da essi offerto non dipende solo dal sistema strutturale adottato, ma anche dalla posizione che occupano all'interno dell'edificio. Sistemi molto rigidi di questo tipo, disposti in posizione decentrata, possono addirittura dare origine ad effetti torsionali di notevole pericolosità. Ciò induce a prestare particolare attenzione nel valutare il contributo offerto da questi elementi, attraverso la scelta di modelli appropriati, tenendo soprattutto conto dell'aspetto connesso al comportamento globale dell'intero sistema strutturale. Per i motivi sopra esposti, può risultare addirittura controproducente intervenire su questi elementi per irrigidirli ulteriormente, come in qualche caso si è verificato, con gravi conseguenze.

I modelli che possono essere adottati sono diversi e la scelta dipende dal sistema strutturale adottato. Nel caso di nuclei costituiti da pilastri e travi orizzontali o a ginocchio, può farsi ricorso a modelli semplificati a telaio o di tipo reticolare, mentre in presenza di nuclei scatolari, costituiti da lastre continue, dovrà farsi necessariamente riferimento ad una discretizzazione in elementi finiti. Per sistemi misti, telai-lastre, possono ancora essere adottati modelli semplificati, sostituendo alle lastre delle diagonali di rigidezza equivalente.

Con riguardo agli elementi non strutturali, l'attenzione maggiore va rivolta a quelli che, per le loro caratteristiche di rigidezza e resistenza, possono influire significativamente sul comportamento globale del sistema. Trascurare gli effetti dovuti a questi elementi non sempre si traduce in operazioni favorevoli per la sicurezza strutturale. Così come per i nuclei di scala ed ascensori, precedentemente esaminati, anche gli elementi non strutturali, in dipendenza della posizione che occupano, possono dar luogo ad effetti nocivi di carattere torsionale. Nello stesso tempo, però, è da tenere presente che il contributo da essi offerto può risultare utile, dal punto di vista dell'adeguamento sismico.

Tra tutti gli elementi non strutturali presenti in un edificio, quelli più importanti da prendere in considerazione sono sicuramente i pannelli di chiusura esterni inseriti nelle maglie dei telai. Questi pannelli, di solito realizzati in muratura, possono essere pieni o forati per la presenza di porte e finestre. Sullo schema strutturale devono essere accuratamente posizionati distinguendo le due diverse tipologie.

Nei riguardi di un'operazione di adeguamento sismico, si può fare affidamento sul contributo offerto da questi elementi per risolvere due problemi fondamentali: la correzione di dissimmetrie strutturali, finalizzata alla riduzione degli effetti di carattere torsionale; il conferimento di una maggiore rigidezza all'intero organismo strutturale. I modelli che possono essere adottati per tener conto del contributo offerto da questi elementi, si diversificano in relazione alla tipologia ed alle semplificazioni di calcolo che si vogliono ottenere.

In tema di adeguamento sismico, un ruolo non secondario assumono le strutture orizzontali, chiamate comunemente solai. La funzione di questi elementi è quella di trasmettere i carichi sia verticali che orizzontali di origine sismica, alle strutture portanti principali. Risulta, pertanto, interessante verificare se i solai, sia in termini di rigidezza, che di resistenza, consentono di assolvere questa importante funzione.

I solai degli edifici sono in genere costituiti da travetti in c.a. e laterizi, ed il loro spessore è di solito tale da garantire adeguata rigidezza nel loro piano, tanto da potere assumere l'ipotesi di comportamento infinitamente rigido. L'insidia maggiore di queste strutture è rappresentata da fenomeni di degrado, dovuti alla corrosione delle armature, che ne compromettono la resistenza. Per i motivi già precisati, e soprattutto per le esigenze connesse ai problemi di adeguamento, per cui le doti di rigidezza dei solai assumono rilevante importanza, è sempre conveniente intervenire su queste strutture per il ripristino statico e funzionale, facendo ricorso a delle opere di riparazione, di cui si dirà nel seguito, e, se necessario, a sistemi sussidiari di irrigidimento.

- Analisi dei materiali e particolari costruttivi (C.9.6.2 - C.9.7.2)

Trattandosi di interventi da effettuare su edifici esistenti, assume rilevante importanza valutare non solo la qualità dei materiali impiegati, ma anche e soprattutto lo stato di conservazione degli stessi. Sino a qualche tempo fa, le tecniche costruttive adottate lasciavano molto a desiderare circa la conservazione nel tempo delle caratteristiche resistenti dei materiali impiegati ed il controllo veniva affidato, per massima parte, ai costruttori ed al collaudatore, che di solito interveniva a strutture ultimate. Le problematiche riguardanti il controllo della qualità dei prodotti e delle opere sono diventate discipline dell'ingegneria strutturale solo di recente. Ad aggravare i processi di degrado contribuisce, inoltre, la scarsa attenzione riposta nei riguardi dei lavori di manutenzione, spesso completamente trascurati.

Di fronte a questa situazione, in fase di rilevamento deve essere prestata massima attenzione nell'accertare le condizioni di resistenza dei vari elementi strutturali e dei materiali, sia con riguardo alla qualità, che alla conservazione. Attenzione particolare deve essere rivolta agli elementi strutturali di dettaglio, impiegati per assicurare il funzionamento spaziale del sistema strutturale.

Con riferimento ai sistemi a telaio, rilevante importanza assumono i nodi trave-pilastro. Questi nodi devono offrire una resistenza tale da consentire agli elementi strutturali collegati di potere espletare tutte le risorse di resistenza di cui sono dotati. Pertanto, il loro comportamento deve essere analizzato sotto le condizioni più severe di carichi ciclici, tenendo conto dello stato di fatto e, soprattutto, della presenza di dissesti localizzati e di lesioni che, in fase di indagine, dovranno essere attentamente rilevate, sia con riguardo all'ampiezza, che al loro andamento. Il collasso di soli pochi nodi, può innescare meccanismi di notevoli proporzioni, anche se tutti gli altri elementi strutturali sono sovradimensionati. La maggior parte dei crolli di interi edifici colpiti da sisma, sono stati originati dal cedimento di elementi strutturali di dettaglio e, in modo particolare, dal cedimento dei nodi.

Oggi si dispone di strumentazioni di rilevamento abbastanza precise che, attraverso prove in sito non distruttive, consentono, con sufficiente approssimazione, di rilevare tutte le caratteristiche e i dati necessari per una accurata valutazione delle doti di resistenza e duttilità di questi elementi. Di queste prove, che si differenziano in rapporto ai materiali impiegati, si dirà nei successivi paragrafi dedicati più specificatamente alle due tipologie in esame.

In sede di definizione dello schema strutturale, gli elementi di dettaglio devono essere correttamente interpretati attraverso modelli rispondenti all'effettivo comportamento e, quindi, introdotti nello schema stesso.

- Verifica sismica (C.9.6.3 - C.9.7.3)

L'operazione destinata a migliorare le doti di resistenza di un sistema strutturale esistente, nei confronti dei carichi sismici, richiede necessariamente due distinte verifiche:

- la prima, da espletare con riferimento allo schema strutturale rispondente allo stato di fatto;
- la seconda, rivolta allo schema strutturale modificato con l'introduzione degli interventi di adeguamento.

La prima verifica, oltre a fornire una valutazione, seppure convenzionale, della sicurezza dell'opera nello stato di fatto, si rende utile per l'individuazione delle zone a rischio bisognose di interventi migliorativi e, quindi, per la messa a punto del programma degli interventi da effettuare. I risultati di questa prima analisi vengono utilizzati per la definizione dello schema strutturale modificato con l'introduzione degli interventi di adeguamento previsti, da sottoporre alla seconda verifica, finalizzata alla determinazione della risposta nei confronti del sisma di progetto. Sarà così possibile accertare la validità degli interventi previsti e, in particolare, verificare se il livello di rischio è rientrato nei limiti ammessi dalle prescrizioni di norma.

Non sempre queste due verifiche risultano sufficienti. Nel caso in cui gli interventi previsti non dovessero risultare adeguati, si dovrà procedere per via iterativa, operando su schemi aggiornati, sino ad ottenere i limiti imposti.

b) Prescrizioni a carattere specifico.

Le prescrizioni di carattere specifico riguardano il diverso comportamento dei materiali impiegati nelle due tipologie strutturali considerate (cemento armato e acciaio), per cui esse riguardano essenzialmente gli aspetti connessi all'analisi dei materiali ed ai problemi costruttivi contemplati ai punti C.9.6.2 e C.9.7.2

- Edifici in cemento armato

Le risorse di resistenza, le doti di duttilità e le capacità dissipative dei vari elementi strutturali, dipendono essenzialmente dalla qualità e dallo stato di conservazione dei due componenti costitutivi: conglomerato e armatura metallica. Con riguardo a questi due materiali, le proprietà più importanti che devono essere accuratamente rilevate sono: le caratteristiche fisico-chimiche e lo stato di conservazione.

Per quanto attiene le caratteristiche meccaniche del conglomerato, il procedimento che offre sufficiente affidabilità è quello di dedurre il legame costitutivo attraverso prove di laboratorio su carote di adeguate dimensioni da prelevare sul posto. La conoscenza del suddetto legame risulta utile non solo per la determinazione delle tensioni ammissibili, ma anche per dedurre informazioni sul comportamento oltre il limite elastico, sino a rottura. Operando su carote di piccolo diametro, possono essere effettuate prove per la determinazione di tutte le altre caratteristiche fisico-chimiche previste dalle norme.

Le caratteristiche fisico-meccaniche delle armature devono essere dedotte attraverso prove di laboratorio su barre da prelevare sul posto da elementi strutturali secondari e facilmente riparabili.

Altrettanto utili risultano le prove in sito di carattere non distruttivo, da effettuare con le strumentazioni di vario tipo di cui oggi si dispone, che, sebbene di minore attendibilità, consentono di acquisire informazioni complementari che contribuiscono ad inquadrare la situazione dal punto di vista del comportamento globale.

Tra le apparecchiature di più ricorrente impiego sono da menzionare: il *pacometro*, adatto a rilevare la distribuzione delle armature e lo *sclerometro*, che consente, in modo molto semplice, di saggiare la resistenza del conglomerato.

Passando a considerare l'aspetto connesso allo stato di conservazione dei materiali, è da tenere presente che le cause più ricorrenti che danno luogo a processi di ammaloramento, sia del conglomerato, che delle armature, sono: l'azione nociva degli agenti esterni e i fenomeni di corrosione. Gli elementi strutturali maggiormente soggetti a questi inconvenienti sono quelli esterni, scarsamente protetti, che vengono più facilmente a contatto con l'atmosfera, e quelli a contatto con le fondazioni, ove è facile che si verifichi la risalita di umidità.

Altri elementi che vengono gravemente colpiti da questi fenomeni sono i travetti dei solai in laterocemento realizzati in opera, a causa della scarsa protezione delle armature per deficienza di calcestruzzo di ricoprimento. Per tutti questi elementi, sia in fase di accertamento, che in fase di analisi strutturale, dovrà porsi la massima attenzione, tenendo conto delle caratteristiche dedotte attraverso le prove e dello stato di degrado riscontrato.

Le prescrizioni specifiche assumono particolare significato nei confronti degli accertamenti rivolti a rilevare l'affidabilità degli elementi strutturali di dettaglio e, in particolare, dei nodi trave-pilastro, la cui fondamentale importanza è stata precedentemente messa in evidenza. Le modalità di indagine che devono essere accuratamente effettuate riguardano: la distribuzione e la disposizione delle armature; il quadro fessurativo. I fenomeni di dissesto, che frequentemente si riscontrano, sono dovuti a gravi carenze, sia delle armature di confinamento, che degli ancoraggi delle armature longitudinali. I problemi di analisi strutturale, connessi alle sollecitazioni di taglio, torsione e aderenza acciaio-calcestruzzo, vengono spesso sottovalutati e ciò comporta come conseguenza gli inconvenienti di cui si è detto.

Queste carenze devono essere accertate, sia per via diretta, attraverso prove non distruttive e, se è necessario, effettuando dei saggi rimuovendo il conglomerato di ricoprimento, che per via indiretta, rilevando lo stato di fessurazione. L'esame del quadro fessurativo riscontrato è, in molti casi, sufficiente a denunciare chiaramente quali sono le cause per cui le lesioni si sono verificate.

Per poter espletare una accurata analisi strutturale rispondente allo stato di fatto, è importante che il comportamento dei nodi trave-pilastro sia correttamente interpretato attraverso appropriati modelli. A questi risultati si perviene facendo riferimento a disegni di dettaglio di questi elementi approntati sulla base dei dati

rilevati. In possesso di questi disegni, è possibile pervenire ad una classificazione tipologica, basata sullo stato di efficienza e di resistenza di cui questi nodi sono dotati.

- Edifici in acciaio

L'acciaio è uno dei materiali più adatti per realizzare strutture in zona sismica. Infatti, esso, presentando elevata resistenza sia a trazione che a compressione, ed essendo dotato di notevoli doti di duttilità, è capace di far fronte ad azioni cicliche come quelle di natura sismica ed è in grado di dissipare buona parte dell'energia indotta dal sisma stesso. Le strutture di questi edifici si ottengono assemblando vari elementi, costituiti da profili in acciaio. I collegamenti, chiamati semplicemente giunti, si realizzano mediante saldatura o bullonatura. Il comportamento spaziale del sistema e la resistenza alle azioni esterne, sono sostanzialmente affidati alla efficienza dei giunti. Pertanto, è a questi elementi di collegamento che va rivolta particolare attenzione, e le prescrizioni specifiche sono sostanzialmente rivolte a garantire la perfetta efficacia di essi nelle varie fasi di lavoro. In particolare, dovranno essere valutate le caratteristiche resistenti di tutti gli elementi di giunzione attraverso un accurato esame, rivolto ad accertare la qualità, lo stato di conservazione e la integrità fisica di ogni loro parte.

Nelle strutture in acciaio, sono quasi sempre presenti dei sistemi di controvento, definite zone dissipative, costituiti da aste diagonali inserite nelle maglie del telaio o da nuclei in c.a. Anche nei riguardi di tali sistemi, in rapporto alla loro importante funzione, deve essere svolto un accurato esame al fine di accertare le condizioni di resistenza dei giunti tra gli elementi di telaio e le zone dissipative.

L'ancoraggio alle fondazioni degli elementi strutturali principali (colonne) viene realizzato mediante piastre di acciaio saldate alla base delle colonne e bulloni (tirafondi) annegati negli elementi di calcestruzzo. La resistenza delle colonne è affidata alla efficienza di questi sistemi di ancoraggio che, molto spesso, vanno soggetti a risalita di umidità dalle fondazioni e conseguentemente, a ossidazione. Con riguardo a questi ancoraggi devono essere attentamente rilevate in dettaglio lo stato di conservazione e, soprattutto, eventuali fenomeni di corrosione, al fine di potere valutare, con sufficiente attendibilità, le capacità di resistenza.

L'efficacia dei vari tipi di giunti considerati dipende sostanzialmente dalle modalità di connessione adottate: collegamenti saldati o bullonati. L'esecuzione di queste due operazioni richiede mano d'opera specializzata ed impiego di attrezzature adeguate. Per garantire che le connessioni vengano eseguite a perfetta regola d'arte e nel rispetto delle prescrizioni di norma, si deve necessariamente procedere ad accurati controlli, da effettuare mediante prove in sito. A questo scopo, sia in fase di rilevamento, che per la progettazione degli interventi, deve farsi riferimento a specifiche tecniche per la classificazione dei collegamenti e per la definizione di prescrizioni riguardanti i criteri di accettabilità.

Sostanzialmente i contenuti di queste prescrizioni devono precisare le modalità delle prove di carattere non distruttivo, finalizzate al controllo della qualità e della resistenza dei collegamenti. I controlli di più frequente uso, cui si fa riferimento, sono di ordine visivo, magnetoscopico, ultrasonico, radiografico.

Anche con riguardo alle modalità di esecuzione degli interventi e alla qualifica del personale, devono essere fissate delle prescrizioni specifiche.

Altri aspetti di carattere specifico che, in fase di accertamento e di analisi strutturale, non possono essere trascurati, sono quelli riguardanti i fenomeni di instabilità, che nei sistemi in acciaio, dotati di elevata snellezza, assumono un significato di particolare importanza.

14.2.2. ESAME DEI CONTENUTI DELL'ALLEGATO 2

Le istruzioni contenute nell'ALLEGATO 2 sono rivolte al delicato problema della interazione fra telai e pannelli murari di tamponatura. Questo argomento è stato e continua ad esser oggetto di studio da parte di numerosi ricercatori che, attraverso indagini sia di carattere teorico che sperimentale, si sono adoperati a fornire soluzioni sempre più rispondenti al reale comportamento, certamente di non facile interpretazione.

Ai risultati di maggior interesse e inerenti all'argomento in esame, si farà ricorso più specificatamente nel successivo paragrafo, dedicato ai commenti e miglioramenti possibili delle prescrizioni di norma emanate.

Ciò premesso, si passa all'esame dei contenuti dell'ALLEGATO 2, facendo riferimento agli argomenti di maggiore rilievo in esso contemplati.

- Modello di calcolo proposto

Attraverso prove su modelli costituiti da telai tamponati con pannelli di muratura, soggetti a forze orizzontali complanari, si è avuto modo di constatare che possono attingersi i seguenti tipi di meccanismi di rottura:

- a) rottura per scorrimento orizzontale sui letti di malta, situati nella zona centrale della tamponatura, dovuta al superamento delle tensioni limite per taglio (Fig. 14.3a);
- b) rottura lungo la diagonale, causata dal superamento della tensione limite tagliante (Fig. 14.3b);
- c) rottura lungo la diagonale, dovuta al superamento della tensione limite per trazione (Fig. 14.3c);
- d) rottura per schiacciamento locale degli spigoli della tamponatura, dovuta alla concentrazione delle forze di interazione tra telaio e pannello (Fig. 14.3d).

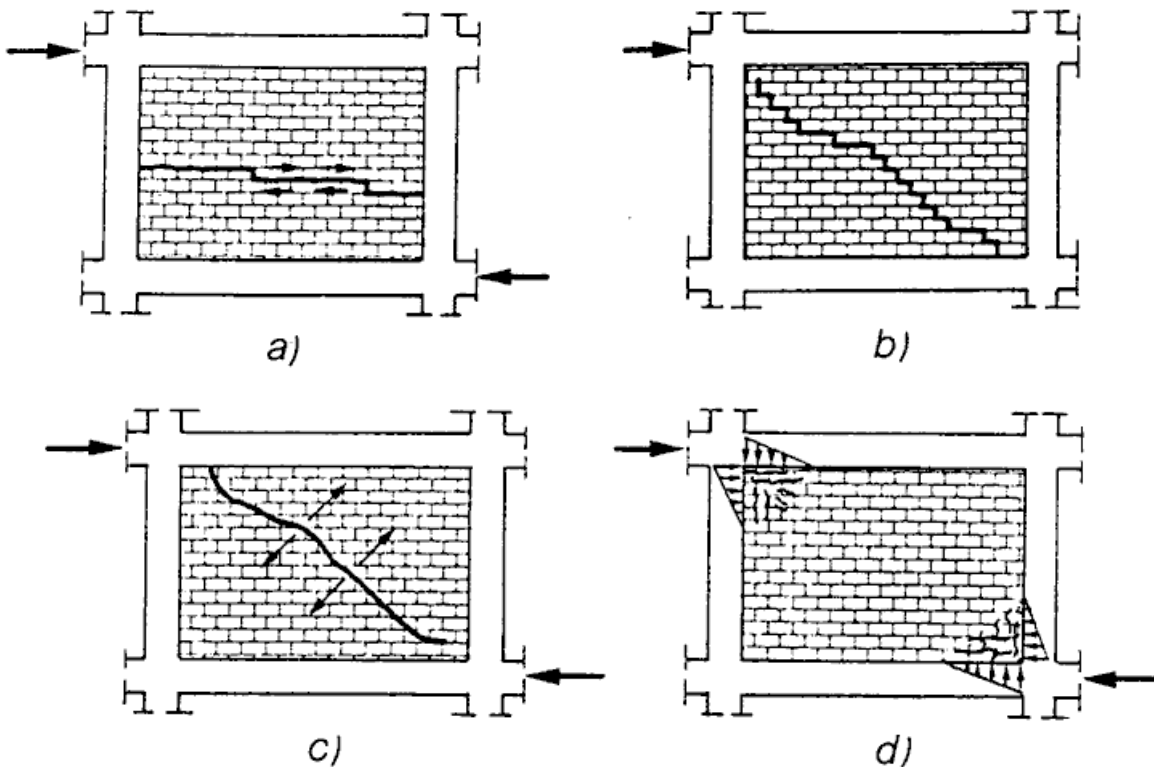


Fig. 14.3

I meccanismi a) e b) si verificano di solito in presenza di pannelli murari costituiti da conci di buona resistenza interconnessi con malte scadenti. Il meccanismo c) è tipico di pannelli realizzati con malte di buona resistenza. Il meccanismo d) si genera in presenza di pannelli di elevata resistenza inseriti nelle maglie di telai molto deformabili.

Il meccanismo che più frequentemente si riscontra nei sistemi intelaiati tamponati colpiti da sisma, è quello di tipo c) che si presenta con la classica rottura incrociata dovuta all'azione ciclica.

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti e delle esperienze acquisite in occasione di eventi sismici, si è ritenuto lecito assimilare il sistema composto telaio-tompagno ad un sistema equivalente costituito da un telaio controventato da due diagonali resistenti, alternativamente compressi (puntoni), rappresentativi del contributo offerto dal pannello (Fig. 14.4).

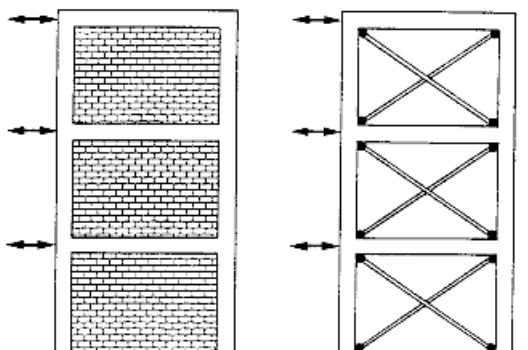


Fig. 14.4

- Campo di validità del procedimento proposto

Il modello di calcolo proposto è chiaramente approssimato ed il livello di approssimazione dipende da un insieme di condizioni che nell'ALLEGATO 2 sono sintetizzati in 4 punti. Da queste condizioni si fa dipendere la validità del procedimento di calcolo. Pertanto, tenuto conto anche delle considerazioni esposte al precedente paragrafo, si ritiene utile prendere in esame ciascuna di esse:

1° Condizione

Le indagini svolte, di cui si sono riportati i risultati più significativi e tutti gli altri studi di cui si è a conoscenza, si basano sulle seguenti ipotesi semplificative: pannelli in materiale elastico omogeneo; perfetta aderenza tra pannelli e telai.

Per i telai con pannelli in muratura queste due ipotesi difficilmente riescono ad essere verificate. Pertanto, in fase di rilevamento, acquista fondamentale importanza accertare non solo le caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali impiegati, ma anche quelle connesse ai magisteri costruttivi adottati ed in particolare, alle modalità di connessione dei pannelli con le strutture di contenimento.

Soltanto sulla base dei dati raccolti può decidersi sulla possibilità di adottare il modello di calcolo semplificato proposto.

2° Condizione

Con riguardo ai rapporti dimensionali per cui il procedimento può ritenersi valido, si è visto che un ruolo importante gioca anche il rapporto d/L (Fig. 14.8) che pertanto merita di essere tenuto in conto assieme al rapporto h/l previsto dalla circolare.

3° Condizione

Circa i fenomeni di instabilità, che si possono generare in relazione alla snellezza dei pannelli, oltre al rapporto h/t è importante considerare il tipo di connessione tra pannello e telaio che, come è noto, acquista rilevante significato per una corretta valutazione del carico critico. I pericoli consequenziali a questi fenomeni non sono da sottovalutare. In occasione di eventi sismici si è avuto modo di constatare spesso la fuoriuscita dei pannelli dal proprio piano per superamento del carico critico. A questi inconvenienti si va di solito incontro in presenza di telai molto deformabili a causa del distacco degli elementi di contorno dal pannello (Fig. 14.14). In questi casi per garantirsi da questi pericoli per una più corretta valutazione della larghezza W dei puntoni equivalenti, sarebbe opportuno fissare dei limiti al rapporto d/t , con $d = \sqrt{l^2 + h^2}$, da dedursi attraverso una analisi rivolta allo studio della stabilità di elementi presso-inflessi in muratura di cui si farà cenno più avanti.

4° Condizione

Questa è l'unica condizione che si riferisce al caso di pannelli con aperture e così per come è esposta si presta a false interpretazioni. Infatti, non sempre è sufficiente che le aperture praticate nel pannello siano delimitate da telai di irrigidimento per assicurare che il comportamento sia assimilabile al modello proposto. Attraverso i risultati delle indagini sviluppate si è visto chiaramente che superando il rapporto d/l (Fig. 14.8), anche se l'apertura è delimitata da un telaio, il contributo irrigidente offerto dal pannello risulta poco efficace. Pertanto, in presenza di pannelli forati, è opportuno fare ricorso a metodologie di calcolo più appropriate come quelle richiamate al precedente paragrafo.

- Valutazione della deformabilità laterale

La determinazione della larghezza del puntone equivalente rappresentativo del comportamento dell'intero pannello si presenta come un problema staticamente indeterminato di non facile soluzione. La rigidità globale del sistema composto telaio-pannello dipende dalle caratteristiche meccaniche del pannello, ma anche dalla estensione e dalla distribuzione delle interazioni nelle zone di contatto situate ai vertici del pannello stesso. Queste ultime sono a loro volta funzioni piuttosto complesse delle rigidità sia del telaio che del pannello.

In Fig. 14.11 è riportato un diagramma dedotto attraverso una indagine teorico-sperimentale che fornisce la variazione della larghezza W del puntone equivalente in funzione del rapporto tra lunghezza l ed altezza h del pannello.

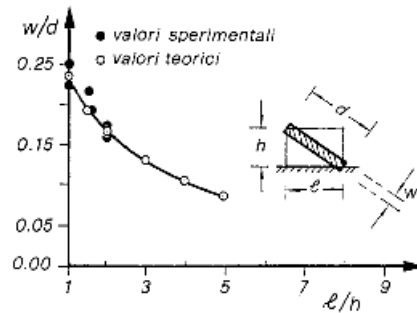


Fig. 14.5

I risultati sperimentali confermano la validità della trattazione teorica. La larghezza del puntone equivalente risulta variare tra $d/4$, per un pannello quadrato, e $d/11$ per un pannello con $l/h = 5$. La circolare impone di assumere $W = d/10$ che in ragione del rapporto l/h relativo ad edifici abitativi, appare abbastanza cautelativo. Per gli edifici di civile abitazione l/h assume valori compresi tra 2 e 3, per cui dal legame di Fig. 14.11 si deduce $W = d/6 - d/8$. A riguardo è bene tenere presente che assumere un puntone equivalente di sezione ridotta non sempre corrisponde ad una soluzione che dal punto di vista globale garantisca maggiore sicurezza.

- Verifica della tamponatura

Le verifiche previste nella circolare sono tre:

- verifica allo scorrimento orizzontale;
- verifica a trazione lungo la diagonale,
- verifica allo schiacciamento in corrispondenza degli spigoli.

La prima verifica serve a garantire da crisi per rottura lungo i letti di malta corrispondenti ai meccanismi a) e b), precedentemente definiti. La seconda verifica serve a garantire da crisi per rottura lungo le diagonali, meccanismo c). La terza verifica serve ad evitare fenomeni di collasso localizzati agli spigoli, meccanismo d).

Nell'ambito delle approssimazioni assunte a base del procedimento di calcolo proposto, le espressioni analitiche riportate nella circolare possono ritenersi accettabili. Tuttavia, rimane da definire meglio il valore del coefficiente di struttura β da assumere per la determinazione della forza sismica orizzontale H_0 agente sul pannello in muratura. Non risulta chiaro infatti se fare riferimento al valore di assunto per l'analisi degli edifici con strutture

intelaiate (C.6.1.1 - $\beta = 1; 1.2$) oppure a quello relativo alle costruzioni in muratura (C.9.5.3 - $\beta = 4$). I risultati che si ottengono nei due casi risultano così disparati da indurre ad un più attento approfondimento del problema.

- Verifica delle strutture di contenimento in cemento armato

La presenza dei pannelli di tamponamento modifica lo stato di sollecitazione negli elementi del telaio. In base al modello di calcolo proposto, le sollecitazioni di momento, taglio e sforzo assiale, sono quelli corrispondenti al telaio in presenza dei puntoni equivalenti (Fig. 14.4). Per la verifica della sicurezza dei vari elementi del telaio, dovrà farsi riferimento alle sollecitazioni di calcolo, relative al telaio controventato, sommate a quelle aggiuntive imposte dalla circolare

Le sollecitazioni aggiuntive sono previste per garantirsi da eventuali cedimenti dei pilastri prima che il pannello possa offrire tutte le sue risorse, e sono:

- un taglio pari alla forza orizzontale H_0 calcolata per la tamponatura;
- un momento flettente $M = H_0 h/10$.

Anche nei confronti di queste sollecitazioni aggiuntive una corretta valutazione del coefficiente di struttura β , da cui dipende il valore di H_0 , assume particolare significato.

Pure sulle travi possono attingersi condizioni di crisi dovute alle azioni di interfaccia tra travi e pannello localizzate ai vertici del pannello stesso.

Come chiaramente si evince dalla deformata riportata in Fig. 14.6, l'interazione tra travi e pannello dipende dalla estensione α della zona di contatto tra i due elementi che a sua volta è funzione della deformabilità del telaio ed in particolare di quella delle travi.

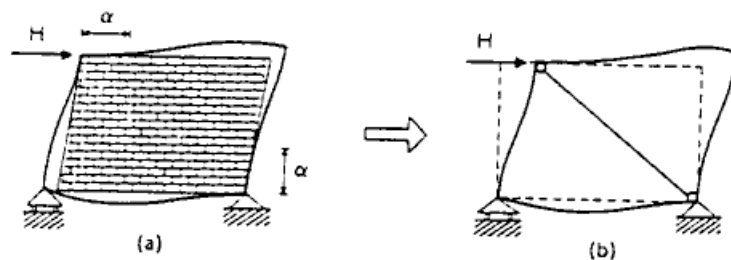


Fig. 14.6

Quindi la probabilità di crisi rimane legata alla presenza di telai piuttosto deformabili. In questi casi è consigliabile impiegare una armatura sussidiaria del tipo di quella rappresentata in Fig. 14.7.

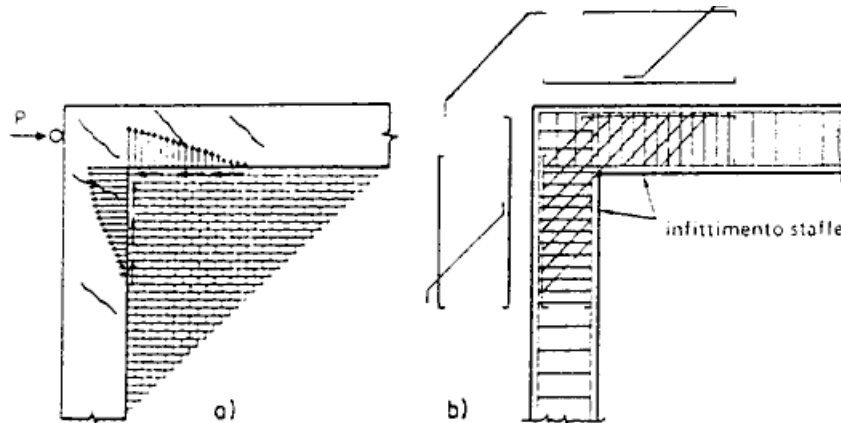


Fig. 14.7

14.2.3. ESAME DEI CONTENUTI DELL' ALLEGATO 4

I contenuti di questa parte delle istruzioni, dedicati all'applicazione delle norme, riguardano i provvedimenti tecnici di intervento rivolti prevalentemente alla riparazione e rafforzamento di edifici in cemento armato.

In particolare, vengono impartite delle istruzioni di dettaglio sulle modalità esecutive da seguire durante le singole fasi di realizzazione degli interventi a carattere locale, rivolti al ripristino di porzioni di elementi strutturali.

Nella premessa di queste istruzioni, è chiaramente sottolineato che gli interventi da effettuare dovranno essere in ogni caso improntati al conseguimento di due importanti obiettivi: il primo, riguardante il mantenimento nel tempo delle caratteristiche dei materiali impiegati, che si ottiene prestando particolare attenzione ai problemi della durabilità; il secondo, connesso al buon comportamento sismico globale dell'edificio, che l'insieme degli interventi, anche se di carattere locale, devono nel complesso assicurare. Conseguire questi due obiettivi, che in tema di interventi finalizzati all'adeguamento sismico assumono un ruolo di fondamentale importanza, non è facile. In ragione di ciò, prima di procedere all'esame delle istruzioni in oggetto, si ritiene utile fornire qualche ulteriore notizia sui due argomenti sopra richiamati, con l'intento di chiarire l'origine dei fenomeni di dissesto localizzato e la funzione dei prodotti specifici prescritti per l'esecuzione degli interventi di ripristino.

Con riguardo ai problemi di durabilità, è da tenere presente che il calcestruzzo risulta un materiale poroso. La sua struttura è interessata da una serie di pori e la porosità dipende dalla successione con cui questi pori vengono a disporsi e concatenarsi. La porosità implica permeabilità agli agenti atmosferici con cui il calcestruzzo viene a contatto, causando danni di vario tipo: modifica delle caratteristiche; processi fessurativi; e, se il calcestruzzo è armato, la corrosione delle armature.

Gli elementi contenuti nell'aria che provocano maggiori danni sono l'ossigeno e l'anidride carbonica. L'ossigeno risulta innocuo per il calcestruzzo, ma quando viene a contatto con le armature, partecipa a fenomeni elettrochimici che comportano formazione di ruggine, con conseguente aumento di volume ed esplosione del copriferro. L'azione dell'anidride carbonica sul calcestruzzo dà luogo al cosiddetto fenomeno di carbonatazione, provocando diminuzione del pH della pasta di cemento. Ne consegue che il ferro d'armatura non risulta più passivato ed in presenza di umidità ed ossigeno si innesca il processo di ossidazione. Nelle strutture in c.a. esistenti, danni di questo tipo sono piuttosto frequenti ed in occasione di eventi sismici le zone interessate sono ad elevato rischio.

Per quanto attiene l'individuazione e la programmazione degli interventi di carattere locale, che nel loro complesso devono garantire il buon comportamento globale del sistema strutturale nei confronti del sisma, il procedimento più corretto da seguire è quello basato sulle moderne tecniche di identificazione strutturale, precedentemente richiamate. Soltanto attraverso una operazione di questo tipo si riesce, tra l'altro, a stabilire se sono sufficienti gli interventi a carattere locale od occorre fare ricorso a sistemi più complessi ad effetto antisismico, capaci di conferire all'intero sistema maggiore rigidità e di dissipare energia.

Altre informazioni, che possono tornare utili per comprendere meglio il significato e la funzione degli interventi illustrati nelle istruzioni, sono quelli riguardanti il fenomeno dei dissesti localizzati che, nelle strutture in cemento armato colpite da sisma, sono piuttosto frequenti. Quasi sempre, questi dissesti traggono origine da scarso comportamento duttile degli elementi strutturali, dovuto a deficienze di armature di confinamento. Per elementi compressi, le doti di duttilità si riducono ulteriormente per la presenza dello sforzo normale ed inoltre è facile che, per deficienza di adeguata staffatura, si determini la rottura per instabilità delle armature longitudinali (buckling). In Fig. 14.8, è riportato un esempio di rottura per taglio di una trave per due diverse condizioni di carico.



Fig. 14.8

La Fig. 14.9, si riferisce al caso di rottura per instabilità delle barre longitudinali.

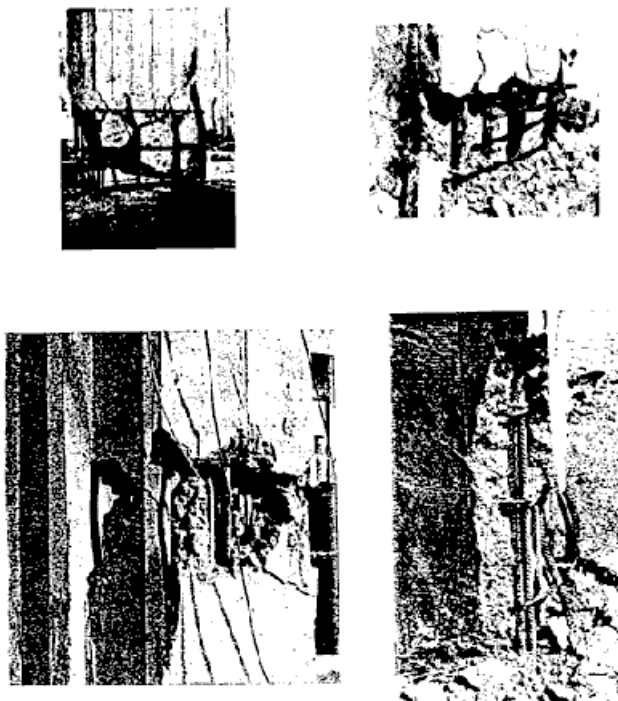


Fig. 14.9

Tutto ciò premesso, e tenendo conto delle problematiche sopra richiamate, si passa all'esame relativo ai provvedimenti tecnici di intervento, soffermandosi sugli aspetti di maggiore interesse dei vari argomenti trattati nell'ALLEGATO 4, cui si fa riferimento.

- Strutture in elevazione

Con riferimento alle tecniche di riparazione e di rafforzamento, illustrate nell'ALLEGATO 4, di cui viene fornito l'elenco dei provvedimenti tecnici che possono essere adottati, si sottolinea che nel caso in cui si faccia ricorso ad impiego di calcestruzzo, questo deve rispettare determinati requisiti e precisamente:

- che il calcestruzzo esistente e quello impiegato abbiano resistenza a moduli elastici sufficientemente vicini;
- che il calcestruzzo di ripristino deve essere dotato di elevata resistenza e proprietà espansive.

Il primo requisito deve essere rispettato per evitare che i due materiali a contatto possano subire comportamenti differenziati con riflessi negativi nei confronti dell'aderenza tra i due tipi di calcestruzzo. Conseguire a pieno questo risultato non è facile e pertanto si raccomanda l'uso di uno strato di sostanza adesiva per migliorare l'effetto di aderenza.

Con riguardo al secondo requisito, si fa rilevare che, trattandosi di operazioni di ripristino per cui vengono impiegati strati di calcestruzzo di piccolo spessore, diventa indispensabile, per ottenere buoni risultati, che la resistenza sia elevata. Ne consegue la necessità di fare ricorso a calcestruzzi ad alta resistenza, che si ottengono riducendo il rapporto acqua/cemento. Ciò rende difficile la lavorabilità che viene migliorata con aggiunta di additivi fluidificanti. Se assieme a questi fluidificanti, che di per sé tornano utili anche per migliorare il processo di adesione al materiale esistente, si impiegano additivi atti a provocare l'espansione volumetrica dell'impasto, si riesce ad ottenere calcestruzzi particolarmente adatti per l'esecuzione di interventi di ripristino. Uno dei risultati più importanti che si conseguono è quello di riuscire a compensare e spesso a superare l'effetto del ritiro. In questo caso, trattandosi di calcestruzzi espansivi, per ottenere i benefici di cui si è detto, occorre che i casseri siano capaci di contrastare le azioni conseguenti all'aumento di volume (casseri contrastanti). Qualora, per esigenze particolari, il calcestruzzo debba essere applicato a spruzzo, i casseri contrastanti non possono essere usati. In questo caso l'azione di contrasto può essere ottenuta facendo ricorso all'impiego di reti zincate di piccola maglia in sostituzione dei casseri.

- Iniezioni con miscele leganti

Questo tipo di intervento è destinato alla risarcitura di lesioni di ampiezza non superiore a 3-4 mm, e si ottiene impiegando prevalentemente resine che vengono applicate per iniezione. I vantaggi più significativi che offrono le resine, dipendenti essenzialmente dalle proprietà intrinseche del prodotto, sono i seguenti:

- si prestano ad essere usati per iniezione anche se mescolate con inerti fini;
- presentano ottima resistenza sia a trazione che a compressione;
- viscosità e pressione possono essere modificate in dipendenza dell'ampiezza delle lesioni;
- consentono di potere ottenere moduli elastici variabili.

L'ultimo requisito permette di aderire al valore del modulo elastico del calcestruzzo su cui si interviene, tenendo conto anche delle condizioni ambientali in cui si opera che influenzano sensibilmente le caratteristiche finali delle miscele impiegate. Ciò ovviamente richiede un attento controllo della temperatura e dell'umidità dell'ambiente in fase di esecuzione.

Uno degli inconvenienti cui si incorre nell'impiegare queste tecniche di intervento, dipende dalla difficoltà che si incontra nel fare fluire la miscela in tutti gli interstizi della lesione, tanto da potere fare affidamento sul completo ripristino della continuità dell'elemento fessurato. Il risultato dell'operazione dipende da tanti fattori ed in particolare dalla profondità, dall'ampiezza e dalla irregolarità della lesione. A questo inconveniente si può ovviare dosando opportunamente la pressione con cui viene iniettata la miscela, tenendo conto che una pressione troppo elevata può indurre stati di coazione eccessivi e quindi dannosi.

Altro accorgimento utile è quello previsto al punto c) delle istruzioni, riguardante le tecniche di iniezione della miscela che possono essere migliorate predisponendo non uno ma due tubicini: uno di ingresso della miscela e l'altro di uscita. Se la lesione è passante i due tubicini possono essere collocati sulle due facce opposte. Il

tubicino di uscita oltre a funzionare da spia, rivelando il completo riempimento della lesione, evita la formazione di bolle d'aria.

- Ripristino localizzato con conglomerati

Sostanzialmente si tratta di un intervento del tipo di quello illustrato al punto precedente, adatto per la risarcitura di lesioni di ampiezza superiore a 3-4 mm, o per il ripristino di porzioni di strutture molto degradate o frantumate.

Nel caso di lesioni di rilevante ampiezza, le resine non possono essere più adottate per gli eccessivi riscaldamenti cui la polimerizzazione della miscela dà luogo. Soprattutto in relazione a questo motivo, ed anche per l'eccessivo costo che l'uso delle resine comporta, per questo tipo di intervento si fa ricorso, a seconda dei casi, a conglomerati ordinari o additivati. Il conglomerato ordinario viene impiegato per la ricostruzione di parti piuttosto estese di elementi strutturali degradati. Quando, invece, si tratta di un'operazione di risarcitura di lesioni si dovrà fare necessariamente uso di conglomerato additivato. Particolarmente adatti a questo scopo risultano i conglomerati reoplastici espansivi, dotati di elevate proprietà di aderenza ai materiali preesistenti, e che si prestano anche ad essere applicati per iniezione. Sia nell'uno che nell'altro caso, il buon esito dell'operazione di intervento dipende soprattutto dalle proprietà di aderenza che si vengono a realizzare in corrispondenza dell'interfaccia tra conglomerato vecchio e nuovo, che non è del tutto facile conseguire. Questo problema, che rispetto all'intervento con resine richiede maggiore attenzione, può essere in buona parte risolto usando le precauzioni dettate ai punti a), b) e c) delle istruzioni, rivolte prevalentemente ad usare particolare cura nel rimuovere tutte le parti degradate o frantumate e nell'eliminare completamente, con mezzi efficaci, ogni traccia di polvere che risulta particolarmente dannosa nei riguardi dell'aderenza. Risultati migliori si ottengono spalmando la superficie, perfettamente ripulita, con prodotti adesivi. In questo caso, per ottenere buoni risultati, occorre che il getto di calcestruzzo venga eseguito prima che il materiale adesivo inizi la fase di polimerizzazione.

Il consolidamento più adatto di superfici estese degradate, come le pareti o i nuclei irrigidenti ad effetto antisismico, si ottiene facendo ricorso a tecniche di intervento basate sull'effetto sandwich. Le operazioni essenziali di questo tipo di intervento consistono in:

- asportazione del calcestruzzo ammalorato sino al rinvenimento dell'armatura, e pulitura energica delle superfici,
- applicazione di reti elettrosaldate zincate sulle due facce della parete;
- foratura della parete, collegamento delle due reti mediante spinotti passanti e iniezione di malta espansiva nei fori di attraversamento;
- applicazione a spruzzo di strati successivi di malta reoplastica espansiva sino a ricoprimento completo delle reti.

L'impiego di reti elettrosaldate zincate e successiva applicazione a spruzzo di malta reoplastica espansiva, si prestano anche per effettuare interventi di ripristino nei solai in laterocemento. Prescrizioni di dettaglio a riguardo vengono fornite al successivo paragrafo.

- Ripristino e rinforzo dell'armatura metallica

Nel richiamare i problemi sulla durabilità, si sono evidenziate le cause che provocano danni di vario tipo nel calcestruzzo armato. L'insidia maggiore è rappresentata dalla corrosione delle armature, che comporta aumento di volume delle stesse e la comparsa delle prime lesioni. In queste condizioni, il processo di ossidazione si accelera sino a provocare l'espulsione del copriferro e la progressiva riduzione del diametro delle barre d'armatura. Queste situazioni sono piuttosto frequenti negli edifici esistenti, per cui nasce l'esigenza di integrare o addirittura sostituire buona parte delle armature relative alle zone colpite.

Altra esigenza che impone una sostanziale integrazione dell'armatura nasce dal fatto che la struttura deve essere adeguata alle prescrizioni imposte dalle norme, per cui le armature preesistenti risultano quasi sempre insufficienti. Nel primo caso si tratta di interventi piuttosto localizzati, nell'altro caso diventa indispensabile intervenire sull'intero organismo portante con operazioni di rafforzamento e, se è necessario, con l'inserimento di elementi strutturali sussidiari in cemento armato o in acciaio da rendere collaboranti con quelli esistenti.

Nel richiamare il problema riguardante i fenomeni di collasso localizzati, si sono indicate le parti di struttura che vengono maggiormente danneggiate e i fenomeni di dissesto che si generano. Come si è avuto modo di accennare, i danni che in genere si riscontrano con maggiore frequenza riguardano:

- le zone di estremità dei pilastri ed in particolar modo dei pilastri di piano terra se si tratta di edifici su pilotis, ove è facile riscontrare anche fenomeni di instabilità delle barre longitudinali;
- i nodi trave-pilastro;
- le zone di estremità delle travi soggette a rilevanti sollecitazioni di taglio e torsione;
- i travetti dei solai a struttura mista.

L'intervento di riparazione nelle sezioni di estremità dei pilastri richiede operazioni di rinforzo sia delle armature longitudinali che trasversali. Le prime sono necessarie per incrementare soprattutto le capacità portanti dei pilastri e le seconde per conferire a queste zone maggiori doti di duttilità compensando gli effetti negativi provocati dai rilevanti valori dello sforzo normale.

Con riguardo alla riparazione dei nodi soggetti a severe condizioni di carico ed impegnati ad assicurare il comportamento spaziale dell'intero organismo strutturale, i danni che di frequente si riscontrano sono dovuti a inefficacia degli ancoraggi delle armature longitudinali ed a carenza di armature trasversali. I danni che ne possono derivare in occasione di eventi sismici sono incalcolabili. Il collasso di soli pochi nodi può innescare meccanismi di notevoli proporzioni anche se tutti gli altri elementi strutturali risultano sovradimensionati. L'operazione di riparazione di questi elementi acquista pertanto fondamentale importanza e deve essere rivolta a risolvere i due problemi sopra richiamati:

- assicurare la continuità meccanica tra trave e pilastro in modo da potere garantire, con larghi margini di sicurezza, la trasmissione delle sollecitazioni massime che gli elementi collegati possono sopportare;
- confinare efficacemente il nucleo di calcestruzzo, soggetto a severe sollecitazioni di natura ciclica, in modo da scongiurare danni irreversibili come lesioni ed espulsione del calcestruzzo.

Anche le zone di estremità delle travi possono essere chiamate a svolgere un ruolo importante nel caso che si attingano meccanismi globali che, come sarà mostrato nel seguito, sono i più adatti a dissipare energia. Queste zone, probabili sedi di cerniere plastiche, sono soggette a rilevanti sforzi di taglio, accompagnati molto spesso da sollecitazioni di torsione. Questi due tipi di sollecitazioni in fase di progetto vengono di solito sottovalutati e i danni che si riscontrano per difetto di armature di confinamento sono piuttosto frequenti. L'intervento per sopperire a queste deficienze richiede l'impiego di una adeguata armatura trasversale, atta a potere fare fronte alle sollecitazioni combinate di taglio e torsione.

Nei solai a struttura mista, realizzati in opera, costituiti da travetti in c.a. e laterizi, le armature longitudinali inseriti nei travetti quasi sempre risultano scarsamente protetti dal calcestruzzo di ricoprimento. Pertanto queste armature vanno soggette a fenomeni di corrosione di notevoli intensità che finiscono con distruggere completamente le armature stesse. Le operazioni da effettuare per risolvere i problemi sopra accennati, riguardano essenzialmente:

- l'asportazione del materiale ammalorato e la pulitura delle superfici su cui intervenire;
- l'inserimento di barre d'armatura nuove da collegare a quelle longitudinali esistenti;
- la collocazione di armature trasversali costituite da staffe.

La prima operazione non differisce da quanto precedentemente detto a proposito degli altri tipi di interventi.

Il collegamento delle barre nuove da inserire, ad integrazione o sostituzione di quelle esistenti, può essere eseguito ricorrendo a giunzione per saldatura, oppure ancorando le barre direttamente al calcestruzzo. Nel primo caso, occorre prestare la massima attenzione per scongiurare fenomeni di alterazione delle caratteristiche dell'acciaio, sia nuovo che esistente, con il pericolo di renderli fragili. Nell'altro caso il collegamento viene realizzato nel seguente modo:

- perforazione del calcestruzzo con punte al video di diametro superiore alle barre da inserire e di profondità opportunamente calcolata in funzione dell'aderenza e degli sforzi da trasmettere;

- inserimento delle barre e sigillatura delle stesse con iniezioni di prodotti adesivi ad alte prestazioni.

Questo secondo tipo di intervento risulta particolarmente adatto ed efficace per il ripristino del collegamento dei pilastri con le fondazioni; per il miglioramento degli ancoraggi trave-pilastro; per la sostituzione e integrazione delle armature nei travetti dei solai. In ogni caso si raccomanda di tenere presente, come fatto molto importante, che:

- l'ancoraggio delle barre nuove, mediante perforazione, va sempre effettuato nelle zone di calcestruzzo soggette a compressione;
- l'operazione di inserimento di barre longitudinali nuove va necessariamente completata con la collocazione di una adeguata ed efficace armatura di confinamento costituita possibilmente da staffe chiuse;
- risultati ancora migliori si ottengono se al di sopra delle staffe si dispone una rete elettrosaldata zincata, con effetto avvolgente e di contrasto, nei confronti delle azioni indotte dai prodotti espansivi.

In presenza della rete si può fare a meno di impiego di casseri ed il conglomerato può essere applicato a spruzzo con il duplice vantaggio di potere seguire le varie fasi di lavoro e garantire la continuità del getto. Qualora gli interventi di cui si è detto non risultassero sufficienti a ripristinare l'efficacia dei nodi trave-pilastro, o emergessero difficoltà di ordine tecnico che non consentono la riparazione, allora sarà necessario attribuire ad altri elementi della struttura la funzione statica degli elementi convergenti su detti nodi.

Nel caso di nodi trave-pilastro molto degradati, può essere risolutivo l'impiego di calcestruzzi fibrorinforzati. A riguardo è stata intrapresa una indagine sperimentale su modelli, rivolta ad accertare la fattibilità ed i vantaggi di questo tipo di intervento.

- Cerchiatura di elementi strutturali

A proposito delle doti di duttilità e delle capacità dissipative che le strutture in zona sismica devono necessariamente possedere, si è avuta occasione di evidenziare l'importanza dell'azione benefica indotta dall'armatura di confinamento. La sua efficacia si esplica in maniera determinante negli elementi strutturali soggetti a rilevanti sforzi di compressione. In questi casi solo con una adeguata distribuzione di armatura trasversale, si riesce a compensare la riduzione di duttilità indotta dallo sforzo normale. Le armature di confinamento sono di solito costituite da staffe in acciaio tondo. Ma, a seconda dei casi, sogliono anche impiegarsi sistemi diversi costituiti da strutture metalliche, in carpenteria cestellata o reticolata. In ogni caso, l'efficacia di questi sistemi dipende essenzialmente dall'effetto cerchiante che riescono a sviluppare nei riguardi del nucleo di calcestruzzo confinato. Pertanto, se la cerchiatura si realizza con staffe, queste devono essere del tipo chiuso ed eventualmente saldate. Anche quando si fa ricorso ad altri tipi di cerchiatura, questa importante prerogativa deve essere osservata e i sistemi che si ottengono devono formare delle strutture chiuse.

Le complicazioni che nascono nel caso in cui si debba intervenire sulle travi o su strutture che non hanno i quattro lati liberi, possono essere superate seguendo due diverse soluzioni: le due estremità della staffa aperta vengono opportunamente ancorate mediante perforazione all'elemento in aderenza con quello da confinare; oppure si può ricorrere a perforazioni a tutto spessore, attraverso cui vengono inserite delle barre passanti cui le estremità delle staffe vengono collegate.

Altro accorgimento essenziale da osservare consiste nel completare l'operazione con applicazione di malte reoplastiche espansive, allo scopo di assicurare la perfetta aderenza tra gli elementi di confinamento ed il nucleo di calcestruzzo, e di proteggere gli stessi dalle azioni esterne.

- Integrazione di armatura con l'applicazione di lamiere metalliche

In presenza di danni di una certa entità, per cui gli interventi precedentemente indicati non risultassero sufficienti, oppure nel caso di esigenze particolari, può farsi ricorso ad interventi di riparazione con impiego di piastre di acciaio, che costituiscono delle vere e proprie protesi. La tecnica di questo intervento consiste sostanzialmente nel rinforzare gli elementi compromessi mediante sovrapposizione di lamiere da solidarizzare con gli elementi stessi. Il risultato dell'intervento dipende dalla efficacia con cui viene effettuata la solidarizzazione tra i due elementi. Questa delicata operazione viene di solito effettuata tramite incollaggio con prodotti ad elevato potere

adesivo (resine) e chiodature, cui è affidato il compito di trasmettere le forze di scorrimento. Le precauzioni essenziali che con questo tipo di intervento devono essere osservate sono le seguenti:

- nel caso di piastre sollecitate a taglio o compressione, il sistema di connessione adottato deve essere adatto anche ad evitare pericoli dovuti alla instabilità delle lamiera che in genere sono di piccolo spessore;
- l'incollaggio delle lamiera è ammesso quando il conglomerato presenta buone caratteristiche di resistenza per cui deve preliminarmente essere asportata la parte di calcestruzzo degradata;
- la superficie dell'elemento in c.a. ove va incollata la lamiera deve essere perfettamente regolare ed a tale scopo diventa necessario, specialmente nel caso in cui viene asportato lo strato degradato, trattare la superficie con diversi strati di malta di resine per regolarizzare la superficie stessa;
- le lamiera, a fine operazione, dovranno essere accuratamente protette con prodotti anticorrosivi.

Interventi del tipo descritto risultano molto utili e di facile esecuzione per il consolidamento e rafforzamento delle zone tese di elementi inflessi. In questo caso risulta sufficiente incollare una lamiera sulla superficie dell'elemento sottoposto a trazione.

Anche per la riparazione di danni in zone sottoposte a taglio, possono essere adottate delle piastre di acciaio disposte a cavallo tra zona tesa e compressa, ove vanno inseriti i connettori di collegamento trasversale per prevenire i fenomeni di instabilità delle lamiera stesse.

Estrapolando i concetti sopra esposti, altra applicazione certamente interessante ma da sperimentare, può essere quella di estendere le piastre al nucleo di conglomerato costituente il nodo trave-pilastro. A seconda del tipo di nodo da rinforzare, interno, esterno o d'angolo, le piastre assumono forme diverse (T, L,).

Per quanto attiene il rinforzo di elementi in c.a. mediante i tiranti messi in trazione seguendo la tecnica della precompressione o delle chiodature pretese, che è pure previsto al punto 2 delle istruzioni, è da sottolineare che, per quanta attenzione si possa porre, non risulta del tutto facile evitare effetti dannosi dovuti a stati di coazione, trattandosi di strutture realizzate con conglomerato ordinario, avente caratteristiche resistenti a compressione certamente non paragonabili a quelli del conglomerato impiegato per opere in precompresso. Altra complicazione da non sottovalutare, di cui si farà cenno nel successivo paragrafo e da tenere presente in sede di calcolo, nasce dal fatto che la struttura è soggetta a carichi ciclici.

- Fondazioni

Con riguardo agli interventi previsti per il consolidamento delle fondazioni, è utile fare preliminarmente una distinzione tra le tipologie di più frequente uso che sostanzialmente sono:

- fondazioni costituite da plinti isolati;
- fondazioni su travi continue unidirezionali oppure, a graticcio.

Nel primo caso dovrà procedersi a collegare i plinti, secondo due direzioni ortogonali, con delle travi in c.a. di adeguate dimensioni, in modo da realizzare un reticolo orizzontale atto ad impedire spostamenti relativi sotto l'azione indotta dal sisma. Nel secondo caso, la stessa operazione va fatta in presenza di travi continue unidirezionali, realizzando delle travi in c.a. nella direzione ortogonale a quelle esistenti, per riportare il sistema alla tipologia a graticcio.

In alternativa, o nel caso in cui questi interventi di consolidamento non risultassero sufficienti, si dovrà procedere con ulteriori opere di consolidamento, rivolte a conferire o una maggiore rigidità al sistema di fondazione, oppure una maggiore superficie di appoggio per migliorare la ripartizione dei carichi. Il primo risultato si può ottenere con la realizzazione di setti in c.a., estesi all'intera altezza del primo interpiano in modo da ottenere una struttura scatolare di rilevante rigidità. Il secondo risultato si può conseguire allargando la base delle travi in due diversi modi: realizzando dei cordoli in c.a. ai due lati delle travi con cui i cordoli stessi dovranno essere solidarizzati; oppure ricorrendo a delle sottofondazioni in c.a.

Un risultato analogo a quello ora esposto, può essere ottenuto facendo ricorso all'impiego di micropali fortemente armati.

Le tecniche da seguire per realizzare i collegamenti degli elementi nuovi con quelli esistenti e le modalità di connessione da adottare per la solidarizzazione degli stessi, sono del tutto identiche a quelle trattate nei precedenti paragrafi. Comunque, il sistema di più facile attuazione è quello costituito da perforazioni armate.

14.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Le prescrizioni C.9.6 e C.9.7, prese in esame al precedente capitolo, così per come sono attualmente formulate, possono essere considerate raccomandazioni di carattere generico, finalizzate a razionalizzare le operazioni di adeguamento sismico di edifici esistenti in cemento armato e in acciaio, non conformi alle norme sismiche vigenti. In verità, queste prescrizioni non possono ritenersi sufficientemente esaustive a risolvere i delicati problemi contemplati nelle norme, che, per come si è già evidenziato, riguardano:

- la definizione dello schema strutturale;
- l'analisi dei materiali ed i particolari costruttivi;
- la verifica sismica.

Si è del parere che questi problemi, unitamente a quelli relativi alle istruzioni degli ALLEGATI 2 e 4 da assumere a base di una corretta operazione di adeguamento sismico, meritano una più attenta considerazione ed un maggior approfondimento, per poter garantire la formulazione di prescrizioni di carattere specifico. Di seguito si analizzano i problemi di maggiore significato che si ritengono suscettibili di approfondimento e miglioramento, proponendo delle soluzioni di intervento adatte a risolvere alcuni di essi.

- Problemi relativi alle prescrizioni C.9.6 e C.9.7

Con riguardo al problema relativo alla definizione dello schema strutturale, viene preliminarmente prescritto, come fatto fondamentale, che lo schema di calcolo deve derivare da una analisi del comportamento globale dell'edificio, tenendo conto della partecipazione di tutti gli elementi irrigidenti efficaci. Conseguire questo risultato non è semplice e le prescrizioni di norma, che vengono a riguardo fornite, non si ritengono sufficientemente esplicative.

Come si è fatto già rilevare in 14.1, la suddetta operazione, abbastanza complessa, rientra nelle tecniche di identificazione strutturale in campo dinamico, e soltanto attraverso questi procedimenti di calcolo può essere correttamente affrontata (6).

Anche con riguardo alla scelta di modelli adatti ad interpretare il reale comportamento degli elementi strutturali, le prescrizioni di norma appaiono alquanto generiche e pertanto meritano ulteriori precisazioni, specialmente nei confronti degli elementi di dettaglio, quali i nodi trave-pilastro, cui è affidato il compito di garantire il comportamento globale dell'edificio. Si è dell'avviso che per questi elementi devono essere fornite prescrizioni di carattere puntuale, sia per quanto concerne la valutazione delle doti di resistenza, che per la messa in opera di interventi migliorativi. L'esecuzione di questi elementi è resa difficoltosa dalla presenza piuttosto massiccia delle armature degli elementi che vi confluiscono. Ciò comporta difetti ed imperfezioni di carattere esecutivo, sia nella massa del nucleo di calcestruzzo, che nella distribuzione delle armature di confinamento. I danni che ne possono derivare, sotto l'effetto dei carichi ciclici, come quelli di natura sismica, sono notevoli e spesso assumono dimensioni tali da compromettere la stabilità dell'intero organismo strutturale. In Fig. 14.10 è riportato il meccanismo di collasso progressivo di un nodo sottoposto a carichi ciclici.

La rottura dei nodi trave-pilastro non consente di utilizzare le risorse di duttilità degli elementi collegati ed in particolare la formazione di meccanismi di trave, che, come si vedrà nel seguito, sono i più adatti a dissipare energia.

Le prescrizioni di norma più accreditate sono a riguardo piuttosto severe ed una delle condizioni fondamentali che viene imposta è quella che impone di conferire al pilastro una dimensione maggiore delle travi (pilastro forte e trave debole). Ciò comporta anche semplificazioni dal punto di vista esecutivo, consentendo di ottenere nuclei di maggiore compattezza ed una più corretta distribuzione delle armature di confinamento.

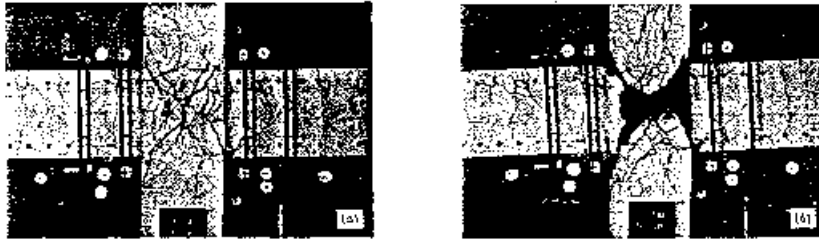


Fig. 14.10

L'armatura di confinamento, che molto spesso viene completamente trascurata, ha una funzione determinante, in particolare essa è chiamata ad assorbire gli sforzi interni di trazione ed a garantire che l'ampiezza delle lesioni non superi certi valori ammissibili. Il rispetto di questa regola, che già risulta difficile per gli edifici di nuova costruzione, si complica notevolmente nel caso di costruzioni esistenti su cui intervenire per l'adeguamento sismico.

Altro motivo di preoccupazione destano i problemi connessi all'ancoraggio delle armature longitudinali in corrispondenza dei nodi. Molti dei crolli di interi edifici colpiti da sisma, si sono verificati a causa del cattivo funzionamento di questi ancoraggi, che si manifesta con la comparsa di lesioni e successivo sfilamento delle barre d'armatura dal nucleo di conglomerato.

Per le ragioni sopra esposte, si ritiene che le prescrizioni di norma attuali meritino di essere meglio puntualizzate per evitare che aspetti delicati come quelli considerati, vengano sottovalutati e lasciati all'arbitrio del personale tecnico incaricato della progettazione e del controllo degli interventi di adeguamento. In particolare, si è dell'avviso che regole specifiche debbano essere introdotte facendo preciso riferimento alla posizione che i nodi occupano ed alle prestazioni che sono in grado di offrire.

Con riguardo alla posizione è importante distinguere: i nodi esterni a ginocchio ove confluiscono due elementi; i nodi esterni a T con tre elementi; i nodi interni a croce con quattro elementi. Per ciascuno di questi nodi si ritiene che sia utile fornire delle indicazioni di dettaglio sulla disposizione più idonea degli ancoraggi e delle staffe, in modo che possa essere garantito il comportamento allo stato limite nei confronti dell'aderenza e del taglio.

Per quanto attiene l'aspetto prestazionale, è necessario introdurre dei criteri che possano facilmente consentire di distinguere i nodi capaci di offrire rilevanti doti di duttilità, da quelli non idonei a sopportare significative deformazioni anelastiche che al precedente Par. 14.2.1 b), sono stati definiti NODI DI TIPO 1 e NODI DI TIPO 2.

A titolo di esempio, si propone una soluzione di pratico impiego adatta a conferire sia al nodo che alle zone limitrofe degli elementi che vi concorrono, rilevanti doti di duttilità (Fig. 14.11)

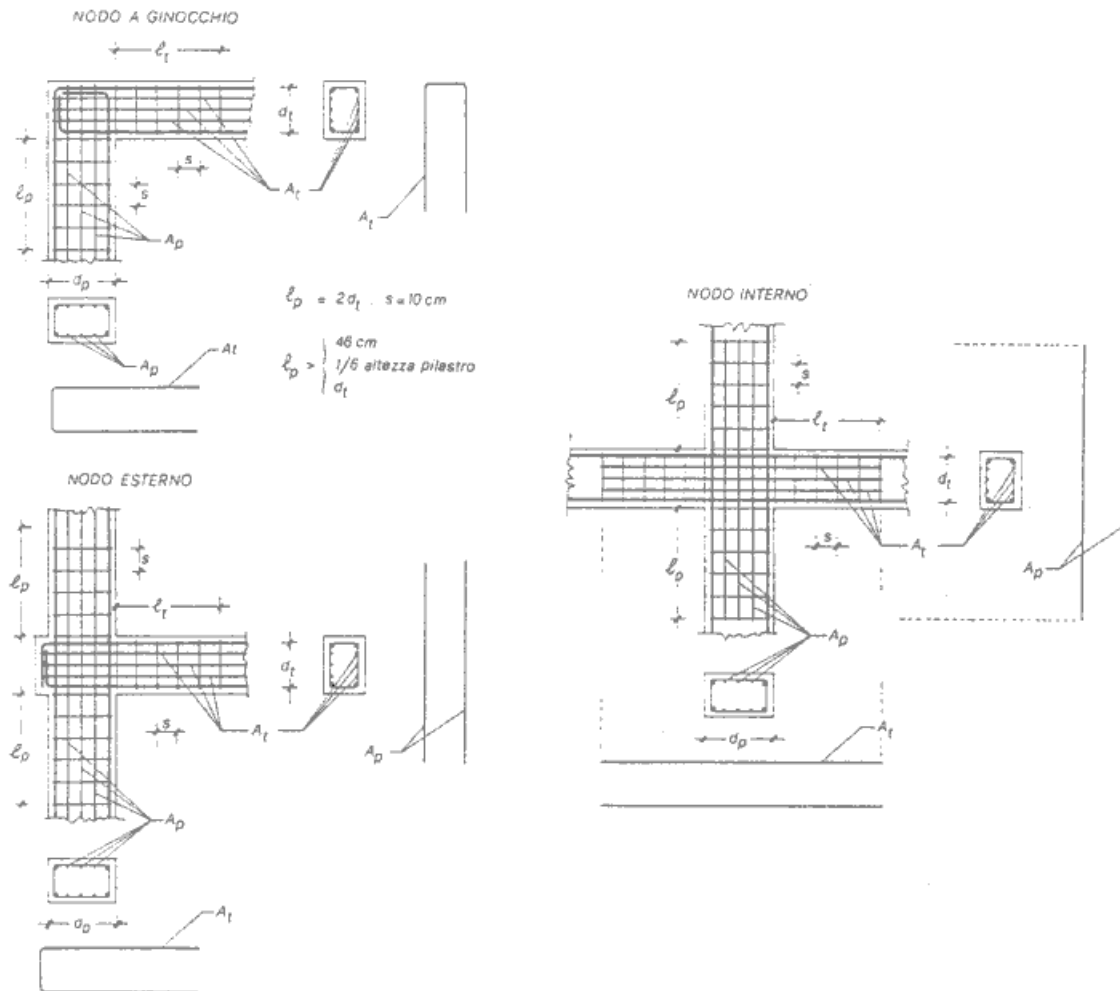


Fig. 14.11

- Problemi relativi ai contenuti dell'ALLEGATO 2

Con riguardo al modello di calcolo proposto nell'ALLEGATO 2, è il caso di precisare che le condizioni prescritte per cui il procedimento possa ritenersi valido limitano il campo delle applicazioni. Per i casi che non rientrano in quelli previsti dalla circolare, il problema rimane aperto e necessita di essere approfondito facendo ricorso a metodologie di maggiore attendibilità che consentano di tenere conto del comportamento non lineare dei materiali, dell'azione dei carichi ciclici e degli effetti del secondo ordine. I risultati di analisi più attente saranno certamente utili anche per una migliore definizione del valore del coefficiente di struttura β da adottare per la determinazione della forza orizzontale H_0 agente sui pannelli in muratura.

Nell'esaminare i contenuti del suddetto allegato, si è avuto modo di evidenziare che gli argomenti che meritano particolare attenzione sono quelli riguardanti il comportamento dei telai in presenza di pannelli con aperture ed i problemi di instabilità.

Con riferimento al primo argomento si ritiene interessante riportare i risultati più significativi di due ricerche. Nel primo lavoro (11) si è analizzato il comportamento di sistemi telaio-pannello, soggetti ad azioni orizzontali di natura statica, rispondenti ai due schemi a) e b) di Fig. 14.12

Le prove sono state condotte su modelli in materiale fotoelastico facendo variare le dimensioni dell'apertura di larghezza 'a'.

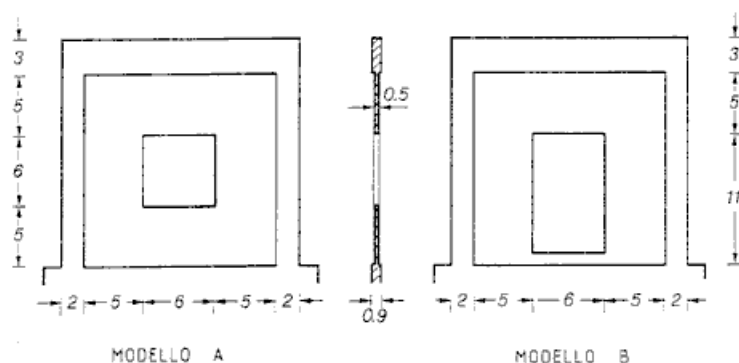


Fig. 14.12

In Fig. 14.13 è rappresentato lo spostamento δ , misurato in corrispondenza del traverso del telaio, al variare della larghezza dell'apertura ($a = 6 \div 16$)

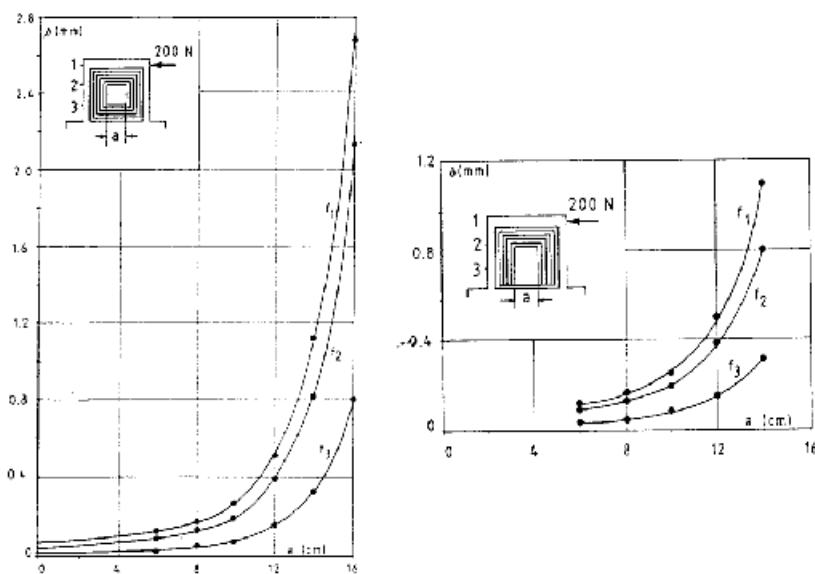


Fig. 14.13

Da un semplice raffronto dei risultati ottenuti è facile rilevare che il contributo irrigidente del pannello è significativo per valori di $a = 6 \div 12$ cm circa e che nei modelli con finestra l'efficacia della parte di pannello situata al di sotto dell'apertura risulta poco apprezzabile.

La seconda ricerca (12) è stata finalizzata al dimensionamento delle intelaiature di contorno delle aperture praticate nel pannello atte a conferire al sistema una rigidità pari a quella di pannello senza foro. I modelli presi in esame sono quelli rappresentati in Fig. 14.14: a) pannello senza apertura irrigidito da telaio di contorno; b) pannello con apertura delimitata da telaio; c) pannello con apertura delimitata da telaio interno ed esterno.

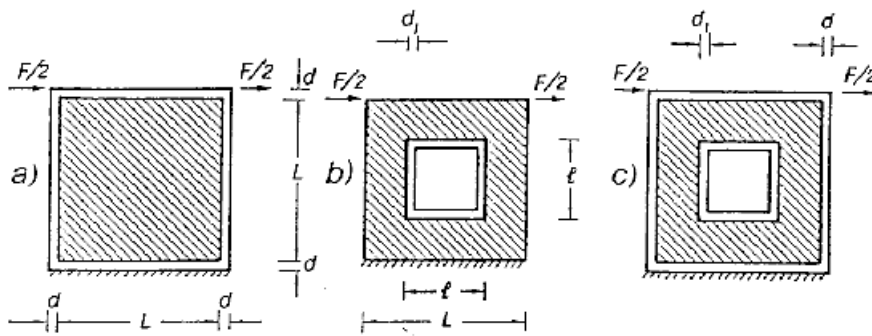


Fig. 14.14

In Fig. 14.15 sono riportati i diagrammi che forniscono la rigidezza D in funzione del rapporto d_1/l per tre diversi valori del rapporto E_p/E_f (E_p , modulo elastico del pannello; E_f , modulo elastico del telaio). Dall'andamento di questi diagrammi, è facile rilevare che la rigidezza del sistema cresce con legge pressochè proporzionale sino a $d_1/l = 0.2$ e che per valori maggiori di questo rapporto non risulta più conveniente delimitare il foro con un telaio.

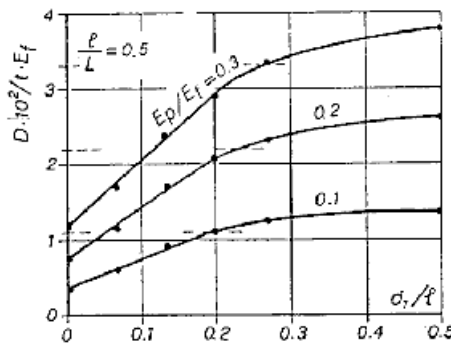


Fig. 14.15

Dai risultati forniti dalle due ricerche richiamate, possono trarsi le seguenti considerazioni, certamente utili al fine di un concreto miglioramento delle prescrizioni di norma attuali:

- non sempre il telaio di contorno lungo l'apertura di un pannello di tamponamento consente di potere assimilare il pannello forato ed un pannello pieno;
- per i pannelli con aperture si rendono necessarie delle prescrizioni specifiche basate sui risultati di analisi appropriate come quelle sopra richiamate.

Pertanto, sino a che questi miglioramenti non vengono introdotti, è prudente fare ricorso a schematizzazioni semplificate del tipo di quelle indicate in Fig. 14.16

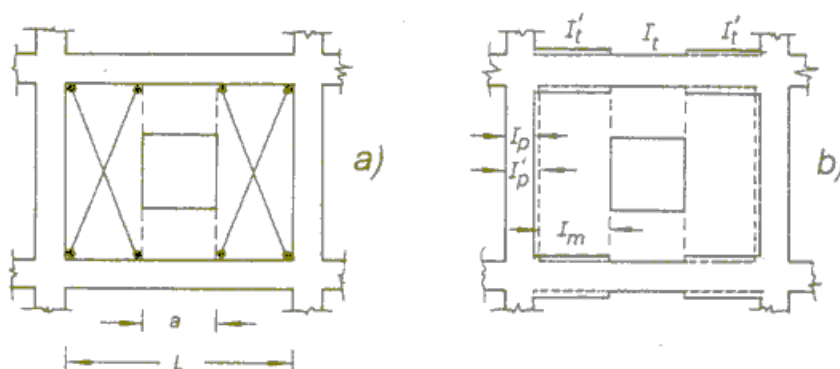


Fig. 14.16

I valori delle rigidezze equivalenti da assumere dipendono dalle caratteristiche di resistenza del pannello e dalle modalità di connessione tra telaio e pannello. Per quanto riguarda il dimensionamento delle aste in diagonale equivalenti del modello a), può farsi riferimento alle regole riportate nell'ALLEGATO 2, di cui si è già detto. Per quanto attiene il modello b), se il pannello è realizzato con mattoni pieni e malta cementizia, possono assumersi i seguenti valori:

- per le travi $I_t' = (1.2 = 1.5) I_t$
- per i pilastri $I_p' = I_p + (E_m/E_c) I_m$ ove I_m , e E_m sono il momento d'inerzia ed il modulo elastico del tratto di pannello in muratura collaborante, ed E_c è il modulo elastico del conglomerato con cui è realizzato il pilastro.

In ogni caso è da tenere presente che, in base a quanto dedotto dai diagrammi di Fig. 14.13, le due schematizzazioni proposte possono ritenersi accettabili per valori $a=0.7 L$.

Nel caso di pannelli pieni, l'effetto irrigidente di essi può essere migliorato seguendo due diversi procedimenti:

- o, sostituendo i pannelli esistenti con altri di maggiore resistenza;
- oppure, facendo ricorso a tecniche di rafforzamento di quelli esistenti.

Pannelli di maggiore resistenza di quelli che in genere vengono realizzati in mattoni forati, sono i pannelli in conci di pietra tufacea, i pannelli in mattoni pieni ed, a limite, le lastre in conglomerato semplice o armato, realizzate in opera o prefabbricate. Per il rafforzamento dei pannelli esistenti può farsi ricorso:

- all'impiego di rete elettrosaldata da disporre sulle due facce della parete, opportunamente collegate ed inglobate con malta reoplastica espansiva applicata a spruzzo, in modo da ottenere un efficace comportamento a sandwich;
- alla applicazione di elementi disposti in doppia diagonale sulle due facce del pannello, costituiti da barre di acciaio o di altro materiale, funzionanti da tiranti; tra i nuovi materiali impiegati a tale scopo, risultati ottimi si sono ottenuti con l'uso di nastri realizzati con fibre di carbonio, semplicemente incollate sulle due facce del pannello.

In entrambi i casi, come è facile intuire, il risultato dell'intervento rimane subordinato al sistema di connessione che viene adottato per collegare gli elementi di rinforzo con il telaio di contorno. In Fig. 14.17 vengono proposti due tipi di collegamento efficaci che possono essere realizzati.

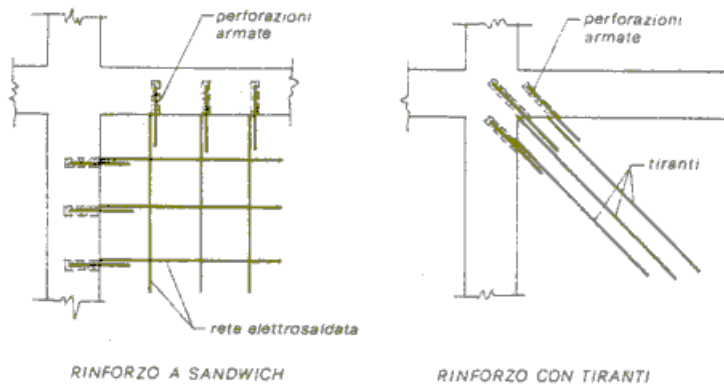


Fig. 14.17

Passando a considerare il problema della stabilità dell'equilibrio dei pannelli che, come si è già fatto cenno, comporta la fuoriuscita degli stessi dal proprio piano, si ritengono particolarmente utili i risultati di una ricerca rivolta alla verifica sismica di pareti murarie pressoinflesse (13).

In questo lavoro è stato risolto il problema della verifica relativo ad un elemento di parete pressoinflesso, soggetta ad azioni orizzontali distribuite lungo l'altezza di natura sismica che di solito vengono trascurate. L'analisi è stata condotta tenendo conto degli effetti del secondo ordine, ipotizzando nulla la resistenza a trazione del materiale ed assumendo, a compressione, una legge costitutiva non lineare. Delle diverse condizioni di vincolo alle estremità, si è tenuto conto facendo variare l'eccentricità del carico di compressione.

Il modello di calcolo assunto a base della trattazione teorica è quello di Fig. 14.18

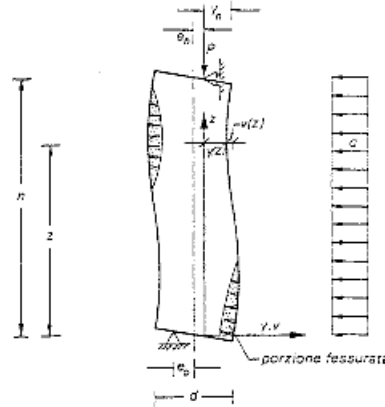


Fig. 14.18

In Fig. 14.19, sono stati riportati alcuni dei diagrammi ottenuti al variare del parametro $m = e_0 / e_h$, che consentono di determinare il valore del carico critico orizzontale $Q = q h^2 / 2 P_{eh} y_h$ in funzione dell'eccentricità e_{max}/d , ove è $y_h = (d/2) - e_h$, $P_{eq} = (\pi^2 b E y_h^{2n+1}) / 12 h^{2n}$, $n = 0.5$
 Come è facile intuire, l'impiego di sistemi di rinforzo dei pannelli, così come proposto al precedente paragrafo e indicati in Fig. 14.17, risulta utile anche per far fronte ai pericoli di instabilità sopra esaminati.

- Problemi relativi ai contenuti dell'ALLEGATO 4

Anche per quanto attiene i contenuti dell'ALLEGATO 4, si ritiene che le istruzioni fornite, relative alle strutture in cemento armato, possano essere migliorate.

Uno degli argomenti che merita particolare attenzione è quello connesso ai fenomeni di collasso localizzati, particolarmente pericolosi, dovuti a sforzi di taglio. Per consentire, sia alle travi che ai pilastri di espletare pienamente la loro resistenza flessionale, i cedimenti per taglio devono essere in ogni caso impediti. Pertanto, per la programmazione degli interventi di adeguamento è necessario accertare, in fase di rilevamento, stati fessurativi con andamento inclinato rispetto all'asse dell'elemento ($\sim 45^\circ$) localizzati alle estremità dei pilastri e delle travi, ove il taglio assume valori massimi; in sede di calcolo si dovrà fare riferimento alle combinazioni più severe di carico. I metodi di calcolo più avanzati sono basati sull'analisi non lineare dei meccanismi di probabile collasso per flessione e taglio, attraverso cui viene dedotta l'armatura di confinamento ed, in particolare, l'interasse di calcolo delle staffe S_{cd} . Le regole di progettazione dell'EC 8 prescrivono che sia $S_{max} = d/4$ ove d è l'altezza delle staffe impiegate. Nel rispetto di queste prescrizioni dovrà aversi $S_{cd} = S_{max}$.

Altre limitazioni di normativa prescritte dall'EC 8 riguardano l'estensione delle zone da staffare. Per le travi è prevista una estensione da staffare per ciascuna estremità pari a $2d$. Per i pilastri ciascuna delle zone di estremità da staffare deve essere pari al maggiore valore delle seguenti dimensioni: larghezza del pilastro; 46 cm; $1/6$ dell'altezza del pilastro. L'interasse delle staffe non dovrà essere superiore a 10 cm.

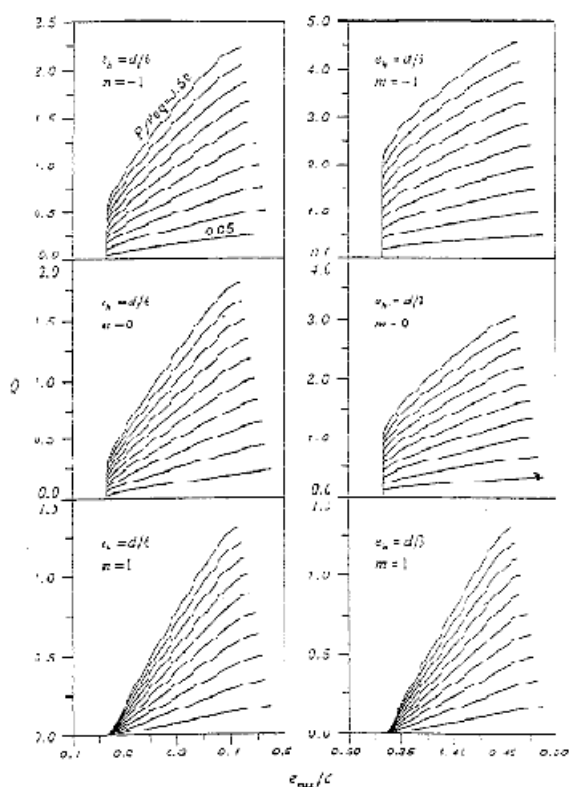


Fig. 14.19

Prescrizioni di questo tipo si ritiene che debbano essere introdotte al fine di scongiurare dissesti particolarmente insidiosi.

Di seguito, con riferimento ad alcune operazioni specifiche di riparazione contemplate dalla circolare, si riportano alcuni esempi con l'intento, almeno in parte, alle carenze di norma riscontrate.

Come si è avuto modo di fare rilevare, uno degli inconvenienti più insidiosi, che richiede interventi di ripristino e di rinforzo dell'armatura metallica, è quello che insorge nei solai in laterocemento, causato dalla corrosione delle armature. Le operazioni di consolidamento da effettuare risultano piuttosto complesse e si differenziano in rapporto all'intensità dello stato di degrado che viene riscontrato.

Quando i travetti del solaio presentano uno stato di degrado piuttosto avanzato, il tipo di intervento da effettuare è quello indicato in Fig. 14.20

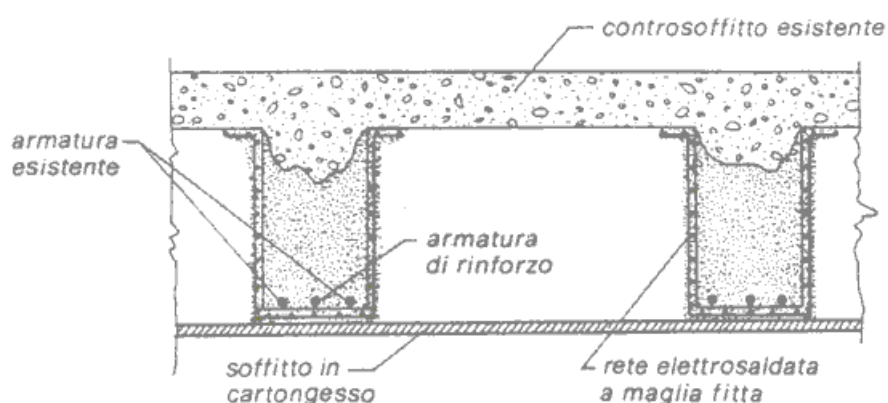


Fig. 14.20

In questo caso risulta necessario ricostruire interamente i travetti facendo ricorso a reti zincate elettrosaldate, a maglie fitte di $l = 1.2$ cm, opportunamente sagomate. Le gabbie di rete hanno una duplice funzione: in un primo tempo servono a reggere l'armatura di rinforzo; successivamente costituiscono casseforme per la malta reoplastica espansiva da applicare a spruzzo, assicurando l'azione di contrasto, e quindi l'effetto di aderenza tra la malta ed il conglomerato vecchio. L'operazione viene completata con la realizzazione di una soffittatura in cartongesso o altro materiale similare.

Se lo stato di ammaloramento non è molto grave e si estende soltanto al conglomerato di ricoprimento delle armature, risulta sufficiente il tipo di intervento rappresentato in Fig. 14.21

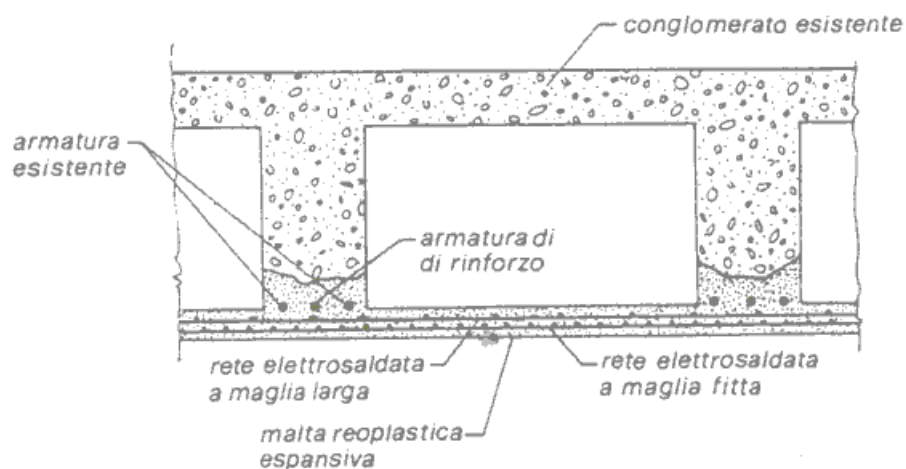


Fig. 14.21

Dopo aver asportato il conglomerato ammalorato, e dopo avere inserito l'eventuale armatura di rinforzo, si applica una rete elettrosaldata con maglie di cm 10 e barre \varnothing 4 mm, estesa all'intera superficie del solaio, sostenuta dall'armatura esistente. Su questa si applica una seconda rete elettrosaldata con maglie di cm 1 = 1.2. Si procede, quindi, a spruzzare la malta reoplastica espansiva sino a ricostruire, in un primo tempo, i travetti e, successivamente, l'intera superficie del soffitto.

In Fig. 14.22 sono rappresentate le modalità esecutive di come effettuare il consolidamento di pilastri con impiego di conglomerati espansivi facendo a meno dell'uso di casseri contrastanti.

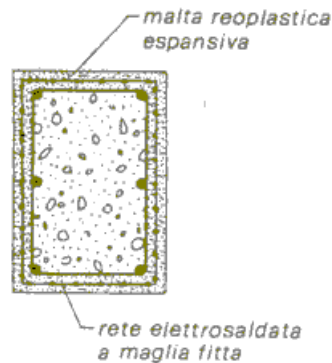


Fig. 14.22

Nelle Figg. 14.23a), e b), sono indicate le soluzioni di intervento adatte a trasformare i nodi trave-pilastro di TIPO 1 in nodi di TIPO 2, e di potere, nello stesso tempo, conferire buone doti di duttilità alle zone critiche degli elementi strutturali su di essi concorrenti

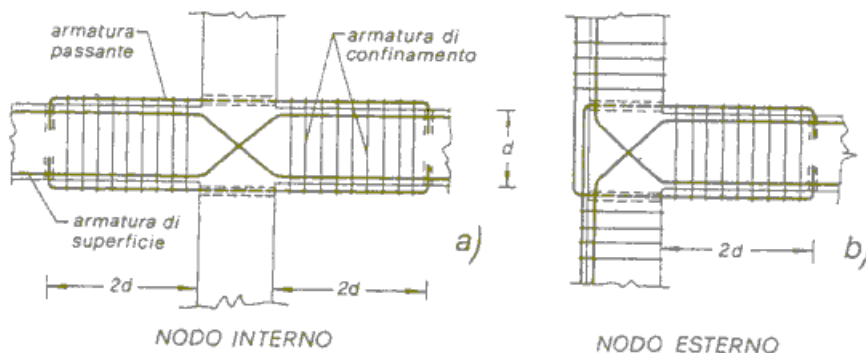


Fig. 14.23

L'armatura passante è chiamata ad assicurare la continuità meccanica fra trave e pilastro; quella di superficie, che in corrispondenza del nodo viene disposta in bidiagonale aderendo alle prescrizioni dell'EC 8, unitamente all'armatura di confinamento, serve a garantire doti di duttilità in presenza di sollecitazioni cicliche come quelle indotte da sisma.

Con riguardo alle operazioni di cerchiatura di elementi strutturali, nelle Figg 14.24 a) e b), sono rappresentate le modalità esecutive da adottare per risolvere i due problemi evidenziati nel precedente paragrafo. La Fig. 14.24 a), si riferisce al caso di una sezione libera sui quattro lati (pilastri) per cui non insorgono difficoltà per l'impiego di staffe chiuse. La Fig. 14.24 b), attiene al caso di sezione confinata (travi) per cui le staffe chiuse non possono

essere adottate e bisogna necessariamente fare ricorso all'ancoraggio delle stesse, mediante perforazione ed iniezioni di malte speciali, per assicurare l'effetto cerchiate.

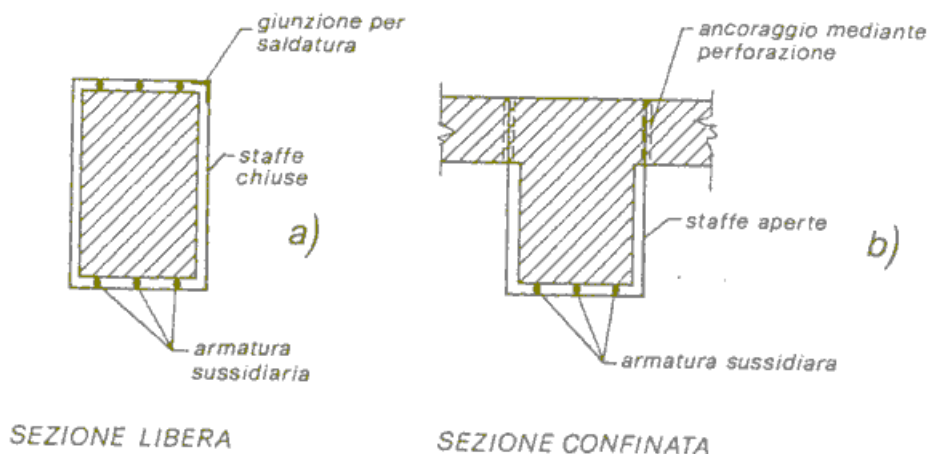


Fig. 14.24

A proposito dell'impiego di lastre di acciaio per la riparazione di elementi strutturali molto degradati, si è fatto cenno della possibilità di utilizzare questo tipo di intervento per la riparazione del nucleo di conglomerato costituente il nodo trave-pilastro. In Fig. 14.25 sono indicate le modalità esecutive per risolvere il suddetto problema relativamente ai tre tipi di nodo che si incontrano in un sistema intelaiato.



Fig. 14.25

- Problemi innovativi

In vista dell'attuazione della Comunità Economica Europea e dell'apertura del Mercato Comune che prevede la libera accettazione dei prodotti e delle opere tra i Paesi membri, anche l'Italia non potrà fare a meno di aderire alle regole fondamentali di carattere normativo, assunte a base degli Eurocodici che, in parte, sono state già recepite sotto forma di direttive.

Essenzialmente queste regole si basano sui risultati di analisi che tengono conto del comportamento non lineare delle strutture e fanno riferimento a particolari coefficienti definiti *coefficienti di struttura* (16). La conoscenza del valore di questi coefficienti riveste particolare significato in quanto, attraverso una semplice analisi di ordine elastico, si consente di valutare le risorse elasto-plastiche che una struttura è in grado di offrire.

Le prescrizioni di norma più avanzate ed anche gli Eurocodici, fanno riferimento a questi coefficienti e, per le tipologie di più frequente impiego, ne forniscono i valori in funzione sia delle doti di duttilità strutturale che delle irregolarità di cui le strutture stesse sono affette (22). Per le strutture in c.a. l'E.C. 8 prevede tre classi diverse di duttilità:

- | | |
|---|---------|
| - la duttilità di classe alta (ductility high class) | DC. 'H' |
| - la duttilità di classe media (ductility mean class) | DC. 'M' |
| - la duttilità di classe bassa (ductility low class) | DC. 'L' |

Le istruzioni previste dall'EC 8, riguardanti le irregolarità strutturali, si fanno dipendere dalle caratteristiche che gli edifici presentano sia in pianta che lungo lo sviluppo verticale.

Nell'espletare l'operazione di rilevamento dello stato di fatto di un edificio da adeguare può essere utile tenere presente le suddette regole che, in breve, possono così riassumersi:

a) *Regolarità in pianta*

- La configurazione in pianta deve risultare quanto più possibile compatta ed i pilastri devono essere disposti all'incrocio di un reticolo di rette ortogonali con rigidezze dello stesso ordine secondo le due direzioni principali.
- La pianta dell'edificio deve risultare pressochè simmetrica rispetto alle due direzioni principali.
- I valori delle due eccentricità ϵ_x , ϵ_y del baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze, devono essere sufficientemente contenuti.

b) *Regolarità verticale*

- Le caratteristiche di massa e di rigidezza devono mantenersi pressochè uniformi ai vari piani.
- La rastremazione ad ogni piano deve essere mantenuta simmetrica rispetto all'asse verticale e non superare i limiti prescritti dalle norme.
- Per rientranze limitate ai soli piani bassi, la struttura di base compresa entro il perimetro della parte elevata, deve essere in grado di sopportare almeno il 75% delle forze di taglio che si sviluppano a livello della rientranza.

Per completezza di informazione sui problemi evidenziati, si riportano nelle seguenti Tabelle 14.1 e 14.2 i valori dei coefficienti di struttura relativi alle diverse tipologie di sistemi in c.a. ed in acciaio, contemplati dall'EC 8.

Tabella 14.1 – Valori dei coefficienti di struttura ‘q’ di sistemi in c.a. per $T > T_1$

SISTEMA STRUTTURALE	CLASSE DI DUTTILITA'	CLASSE DI REGOLARITA'	
		Elevata R_h	Media R_m
TELAI	H	5.0	4.0
	M	3.0	2.5
	L	2.0	1.5
PARETI ACCOPIATE	H	4.5	4.0
	M	3.0	2.5
	L	2.0	1.5
PARETI SINGOLE	H	3.5	3.0
	M	2.5	2.0
	L	1.5	1.0
STRUTTURE A NUCLEO	H	2.5	2.0
	M	2.0	1.5
	L	1.5	1.0

Tabella 14.2 – Valore dei coefficienti di struttura ‘q’ di sistemi in acciaio

SISTEMA STRUTTURALE	CLASSE DI REGOLARITA'	
	Elevata R_h	Media R_m
Telai con controventamenti diagonali	5	
Telai con controventamenti a V	2	
Telai con controventamenti a K	1	
Telai con controventamenti eccentrici	$5 \dot{\alpha}_u / \dot{\alpha}_l$	$4 \dot{\alpha}_u / \dot{\alpha}_l$
Telai con traversi rigidi	2	1.5
Telai con tamponamenti in c.a.	2	1.5

α_l = moltiplicatore delle azioni sismiche allo stato limite

α_u = moltiplicatore delle azioni sismiche allo stato ultimo

Altro problema che in tema di adeguamento sismico merita di essere considerato è quello riguardante il comportamento globale cui devono nel complesso soddisfare gli interventi di adeguamento da effettuare. Questo è l'obiettivo fondamentale che le prescrizioni di norma in oggetto si prefiggono di conseguire. A questo risultato si perviene soltanto se il programma di interventi da effettuare viene organizzato in modo da escludere il formarsi di meccanismi di piano che risultano scarsamente dissipativi (Fig. 14.26 a) e di favorire meccanismi globali ad elevato potere dissipativo (Fig. 14.26 b) .

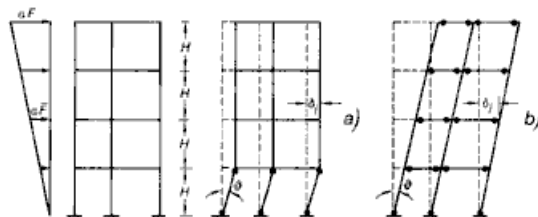


Fig. 14.26

A scopo dimostrativo, si passa al calcolo dell'energia dissipata per i due tipi di meccanismi sopra considerati, fornita dal lavoro compiuto delle forze esterne che, in base ai dati di Fig. 14.26, assume la seguente espressione

$$E_H = \sum \alpha F_i \delta_i$$

Per il meccanismo di piano **a)**, si ha:

$$\sum F_i = \bar{F} \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{bmatrix}; \quad \sum \delta_i \vartheta H \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ \dots \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$E_{H,p} = \alpha \bar{F} \vartheta H \sum_1^n i$$

Per il meccanismo globale **b)**, si ha:

$$\sum F_i = \bar{F} \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{bmatrix}; \quad \sum \delta_i \vartheta H \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ \dots \\ n \end{bmatrix}$$

$$E_{H,g} = \alpha \bar{F} \vartheta H \sum_1^n i^2$$

Il rapporto dei due valori ottenuti porge:

$$\frac{E_{H,g}}{E_{H,p}} = \frac{\sum_1^n i^2}{\sum_1^n i} = \frac{2n+1}{3}$$

dove n rappresenta il numero dei piani.

Per un edificio con $n = 4$ (telaio a 4 piani), si ottiene il seguente risultato

$$E_{H,g} = 3E_{H,p}$$

da cui si rileva chiaramente che il meccanismo globale consente di dissipare una energia tre volte superiore a quella relativa al meccanismo parziale di piano.

Infine, nell'ambito dei problemi innovativi presi in esame, non può farsi a meno di segnalare l'esigenza che, al più presto, in una revisione delle attuali norme vengono introdotte prescrizioni e regole migliorative riguardanti tematiche aggiornate e tecniche di intervento avanzate. In particolare, si ritiene necessario che si provveda:

- alla messa a punto di una nota di istruzioni di carattere specifico, rivolta prevalentemente al problema della stabilità dell'equilibrio che per le strutture affette da rilevante snellezza, come quelle in acciaio, riveste particolare interesse (14);
- alla introduzione di prescrizioni riguardanti le tecniche di intervento basate sull'isolamento sismico e l'impiego di dissipatori, che possono risultare risolutivi nell'affrontare problemi di adeguamento di edifici strutturalmente complessi o di rilevante importanza;
- alla definizione di regole attinenti l'impiego di calcestruzzi ad alte prestazioni, come i calcestruzzi ad alta

resistenza e quelli fibrinforzati, che si presentano a risolvere problemi piuttosto complessi connessi alla riparazione di nodi trave-pilastro e alla ricostruzione di elementi strutturali in c.a. molto degradati.

14.4. ESEMPI DI APPLICAZIONI

A scopo esemplificativo si sviluppano di seguito delle applicazioni finalizzate ad evidenziare alcuni degli aspetti più significativi degli argomenti trattati.

Esempio I

Adeguamento sismico del capannone industriale con struttura in acciaio di Fig. 14.27

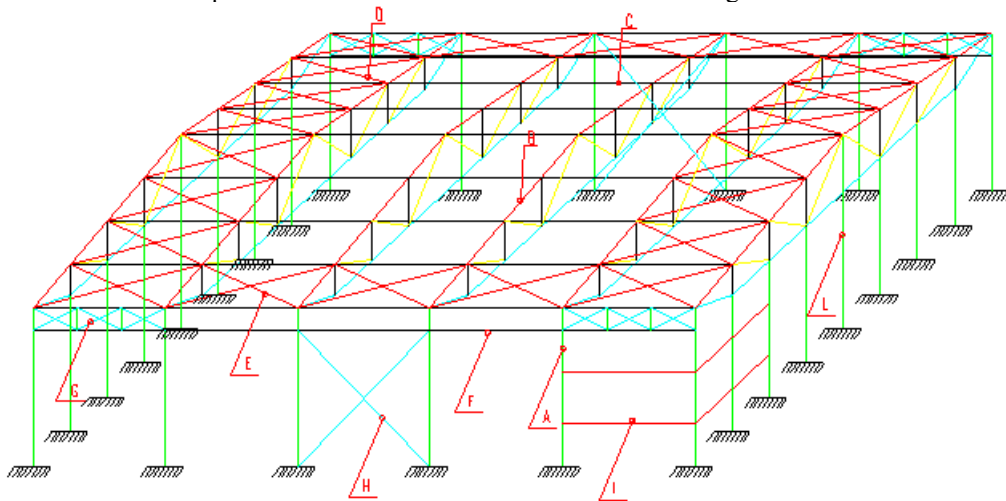


Fig. 14.27

Tenuto conto che le capriate di copertura sono vincolate a cerniera sulle colonne, per la verifica della sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e del vento, il complesso strutturale portante è assimilabile al sistema ad un solo grado di libertà di Fig. 14.28

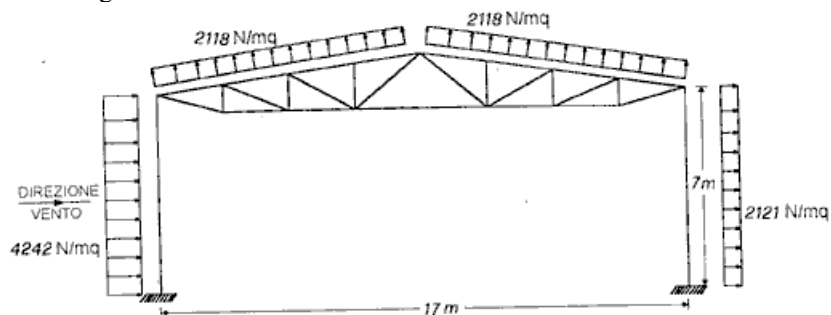


Fig. 14.28

- Stato dei luoghi e caratteristiche

Gli accertamenti effettuati hanno rivelato uno stato di conservazione dei vari elementi strutturali ed in particolare delle colonne, abbastanza soddisfacente. In nessuno degli elementi si sono riscontrati fenomeni localizzati di ossidazione o instabilità.

Gli elementi non strutturali di chiusura esterni e di copertura, costituiti da pannelli di lamierino grecato, non sono tali da offrire contributi irrigidenti.

Le colonne sono costituite da profili HEB 260, acciaio Fe 360, $A_0 = 118.4 \text{ cm}^2$, $W_0 = 1150 \text{ cm}^3$, $\sigma_{am} = 160 \text{ MPa}$, $E = 206.000 \text{ MPa}$.

- Carichi

Tenendo conto delle azioni orizzontali, sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

- I - peso proprio + neve + sisma
- II - peso proprio + neve + vento
- III - peso proprio + vento

La condizione più gravosa è risultata la II rispondente allo schema di Fig. 14.28, che sarà indicata di seguito con il pedice 1.

Per aderire alle prescrizioni di norma, lo stesso sistema è stato sottoposto ad azione di vento, di intensità tre volte superiore a quella prima considerata, indicata di seguito con il pedice 2.

- Sollecitazioni

Con riferimento alla condizione di carico 1 si ha:

$$M_1 = 86,00 \text{ kNm} ; N_1 = 69,40 \text{ kN}$$

Con riferimento alla condizione di carico 2 si ha:

$$M_2 = 254,55 \text{ kNm} ; N_2 = 33,50 \text{ kN}$$

I diagrammi di M_2 e N_2 sono rappresentati in Fig. 14.29

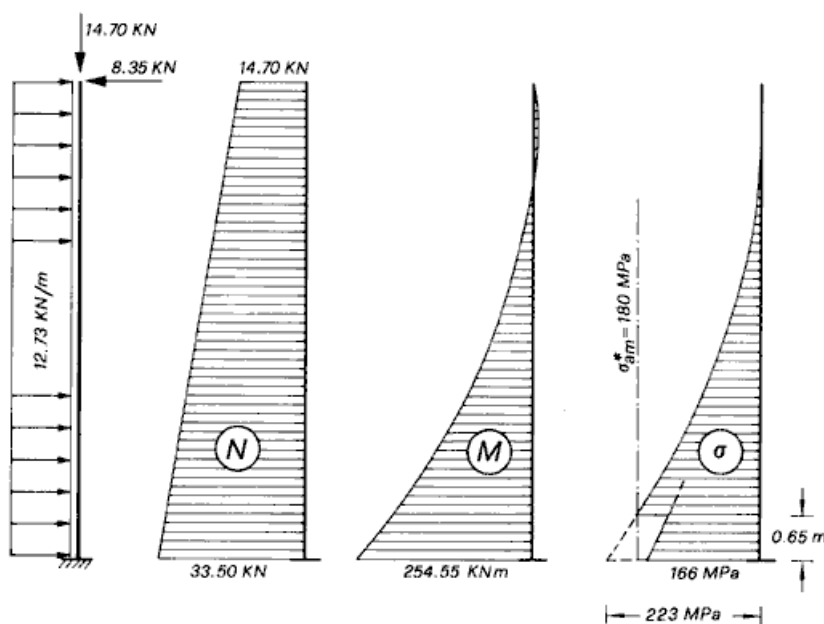


Fig. 14.29

- Verifica della sicurezza

In condizioni di carico **1** si ottiene:

$$\sigma_1 = \frac{69000}{11840} + \frac{86.000 \cdot 10^3}{1150 \cdot 10^3} = 81 \text{ MPa} < \sigma_{am} \cdot 1,125 = 180 \text{ MPa}$$

In condizioni di carico **2** si ha:

$$\sigma_2 = \frac{33500}{11840} + \frac{254550 \cdot 10^3}{1150 \cdot 10^3} = 223 \text{ MPa} > 180 \text{ MPa}$$

Il diagramma dello stato tensionale, relativo a questa seconda condizione di carico, è riportato in Fig. 14.29.

- Proposta di intervento

Per far fronte alla combinazione di carico **2**, si prevede di irrigidire la zona bassa delle colonne con piastre di acciaio Fe 360, di spessore $s = 18 \text{ mm}$, così come rappresentato in Fig. 14.30.

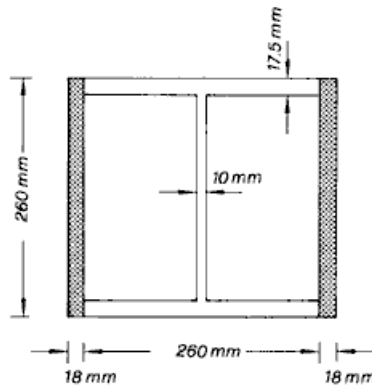


Fig. 14.30

In presenza del suddetto rinforzo, le caratteristiche della sezione di base diventano:

$$A' = 212 \text{ cm}^2; W' = 1553 \text{ cm}^3$$

e pertanto si ha:

$$\sigma' = \frac{33500}{21200} + \frac{254550 \cdot 10^3}{1553 \cdot 10^3} = 166 \text{ MPa} < 180 \text{ MPa}$$

L'estensione del rinforzo previsto H_r , lungo l'altezza della colonna, è data da:

$$\sigma(x) = \frac{N(x)}{A_0} + \frac{M(x)}{W_0} = 180 \text{ MPa}$$

da cui si è dedotto $H_r = 0.65 \text{ m}$.

Nella stessa Fig. 14.29, è riportata la modifica che subisce il diagramma delle tensioni per effetto dell'intervento previsto.

Esempio II

Adeguamento sismico dell'edificio con struttura in cemento armato rispondente allo schema strutturale di Fig. 14.31

- Stato dei luoghi e caratteristiche

I dati rilevati in fase di accertamento sono stati sufficienti a definire la struttura in buono stato di conservazione. In nessuno degli elementi strutturali, solai compresi, sono stati riscontrati segni di degrado.

Gli elementi non strutturali più significativi, costituiti dai pannelli di tamponamento, sono stati realizzati con laterizi forati di scarsa resistenza ed anche la messa in opera è risultata di mediocre fattura.

Le caratteristiche dei materiali costitutivi, rilevate a mezzo di prove non distruttive, sono di seguito riportate.

Conglomerato: Rck 25 MPa; E = 24525 MPa; sez. pilastri 30 x 30; sez. travi 30 x 50.

Barre d'armatura: Feb 22 k, E = 206010 MPa; costituite da: $A_f = A'_f = 4 \text{ cm}^2$ (2 Ø 16) con staffe Ø 8 /15 per i pilastri; $A_f = A'_f = 6 \text{ cm}^2$ (3 Ø 16) con staffe Ø 8 /15 per le travi

Solai: in laterocemento in ottime condizioni, di sufficiente rigidità e resistenza, di spessore 16+4 = 20 cm.

Pannelli di tamponamento: in laterizi forati di scarsa resistenza e mediocre fattura, di spessore 30 cm.

- Carichi

Le condizioni di carico considerate sono: peso proprio; carico accidentale 1KN/mq in copertura e 2KN/mq per i piani intermedi ; azioni sismiche conformi alle prescrizioni di norma per zone di seconda categoria nelle due direzioni ortogonali (lato lungo x e lato corto y).

La condizione più sfavorevole si è avuta per sisma agente nella direzione y.

- Sollecitazioni e verifica sismica dello stato di fatto

In relazione alle caratteristiche relative ai pannelli di tamponamento, di cui si è detto, non si è tenuto conto del contributo di resistenza da essi offerto. I solai si sono considerati a comportamento infinitamente rigido.

Attraverso una analisi statica di carattere spaziale si è rilevato, come era prevedibile, che il telaio maggiormente sollecitato è quello trasversale di testata, situato dal lato opposto a quello irrigidito dalla presenza del corpo scala. Con riguardo agli elementi strutturali di questo telaio, le massime sollecitazioni registrate sono: nei pilastri di piano terra

$$M = 61,90 \text{ kNm}; \quad N = 329,52 \text{ kN}, \quad T = 1,63 \text{ kN}$$

nella trave di primo livello:

$$M = 100,75 \text{ kNm}; \quad N = 0 \text{ kN}; \quad T = 64,62 \text{ kN}.$$

Sulla base delle caratteristiche prima precisate e delle massime sollecitazioni registrate, si è avuto modo di accertare che sia i pilastri che le travi non sono in grado di offrire sicurezza per deficienza di armatura sia longitudinale che trasversale, da cui l'esigenza di dover ricorrere ad interventi atti a conferire alla struttura una maggiore resistenza alle azioni sismiche.

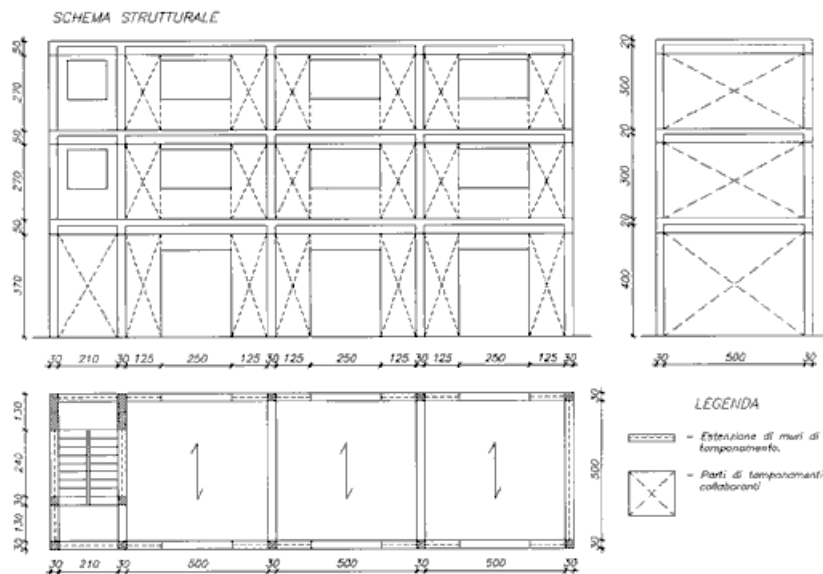


Fig. 14.31

- Proposte di intervento

Gli inconvenienti di maggiore rilievo nei confronti del comportamento sismico, sono dovuti alla dissimmetria strutturale causata dalla presenza del corpo scala di rilevante rigidezza rispetto a tutti gli altri elementi. In ragione di ciò, le azioni sismiche nella direzione y , inducono effetti torsionali di rilevante intensità che si è ritenuto opportuno correggere conferendo ai pannelli di tamponamento una adeguata rigidezza.

Le tipologie di intervento prese in esame, sono di seguito indicate:

TIPO I = pannelli in conci di tufo estesi alle maglie di tutti i telai, così come indicato nello schema strutturale di Fig. 14.34, aventi: resistenza a compressione $f_c = 2,5 \text{ MPa}$; resistenza a trazione $f_t = 0$; $E = 2452 \text{ MPa}$; perfetta aderenza con gli elementi di contorno del telaio.

TIPO II = pannelli come TIPO I, estesi alle sole maglie del telaio di testata, opposto a quello relativo al corpo scala.

TIPO III = pannelli in muratura di mattoni pieni estesi alle maglie di tutti i telai, aventi: resistenza a compressione $f_c = 4 \text{ MPa}$; resistenza a trazione $f_t = 0$; $E = 3924 \text{ MPa}$; perfetta aderenza con gli elementi di contorno del telaio.

TIPO IV = pannelli come TIPO III, estesi alle sole maglie del telaio di testata.

- Sollecitazioni e verifica sismica in presenza degli interventi

Per le quattro tipologie di intervento analizzati, gli elementi maggiormente sollecitati sono risultati quelli di piano terra del telaio di testata.

Con riferimento alle varie soluzioni di intervento considerate ed allo stato di fatto, nella seguente Tab. 14.3 sono raccolti:

- i valori massimi dei momenti che si destano sulla trave di primo livello;
- i valori di M , N e T relativi alla sezione di testa del pilastro ove converge il puntone equivalente.

Tab. 14.3 - Caratteristiche di sollecitazione

INTERVENTO	M		N		T	
	Travi	Pilastr	Travi	Pilastr	Travi	Pilastr
TIPO I	42,30	1,88	0	179,63	54,46	0,75
TIPO II	45,98	1,21	0	180,40	55,85	2,44
TIPO III	35,73	5,56	0	175,29	51,35	1,29
TIPO IV	14,40	2,90	0	172,64	43,93	0,19
STATO DI FATTO	100,75	43,86	0	219,45	64,62	25,17

Dal raffronto dei risultati ottenuti si rileva che gli interventi TIPO II e IV comportano, rispetto allo stato di fatto:

- sulle travi, sensibili riduzioni dei momenti e riduzioni poco significative dei tagli;
- sui pilastri, riduzioni notevoli sia dei momenti che dei tagli;
- con riguardo agli sforzi normali sui pilastri, riduzioni del 20% circa.

Per la verifica degli elementi in c.a., del telaio e della tamponatura, si fa riferimento all'intervento TIPO IV.

Lo sforzo normale sul puntone equivalente risulta $N = 135,45 \text{ kN}$. Per la determinazione del valore di H_o (componente orizzontale di N), si prendono in considerazione i tre di valori di β previsti dalla norma:

$$H_o (\beta = 1) = 119,72 \text{ kN}; H_o (\beta = 1.2) = 143,66 \text{ kN}; H_o (\beta = 4) = 478,88 \text{ kN}.$$

I valori relativi delle sollecitazioni aggiuntive da considerare per la verifica dei pilastri sono:

$$M_o (\beta = 1) = 41,89 \text{ kNm}; M_o (\beta = 1.2) = 50,27 \text{ kNm}; M_o (\beta = 4) = 167,60 \text{ kNm}$$

$$T_o (\beta = 1) = 119,72 \text{ kN}; T_o (\beta = 1.2) = 143,66 \text{ kN}; T_o (\beta = 4) = 478,88 \text{ kN}$$

Sommando questi valori a quelli riportati in Tab. 14.3 per il caso TIPO IV, si ottengono le sollecitazioni complessive sui pilastri, riportate in Tab. 14.4

Tab. 14.4 - Sollecitazioni complessive sui pilastri

Coefficiente di struttura	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
TIPO IV - $\beta = 1$	44,79	172,64	119,91
" - $\beta = 1.2$	53,17	"	143,85
" - $\beta = 4$	170,50	"	479,07

- Verifica della tamponatura

Trattandosi di pannelli in muratura di mattoni si è assunto: $\phi = 2$; $\beta = 1$; $E_c = 27920 \text{ MPa}$; $E_m = 3924 \text{ MPa}$;

$$\tau_k = 0.2 \text{ MPa}; \sigma_u = 4 \text{ MPa}.$$

a) Verifica allo scorrimento orizzontale

$$\tau_u = \tau_k \sqrt{1 - \frac{(0.8 \cdot h / \ell - 0.2) \cdot H_0}{1.5 \tau_k} \cdot \frac{H_0}{I \cdot t}} = \begin{matrix} 0.206 \text{ MPa per } \beta = 1 \\ 0.207 \text{ MPa per } \beta = 1.2 \\ 0.223 \text{ MPa per } \beta = 4 \end{matrix}$$

$$\frac{\tau_u}{\phi} \cdot I \cdot t = \begin{matrix} 154.50 \text{ kN per } \beta = 1 > H_0 = 122.04 \text{ kN} \\ 155.55 \text{ kN per } \beta = 1.2 > H_0 = 146.44 \text{ kN} \\ 167.25 \text{ kN per } \beta = 4 < H_0 = 488.16 \text{ kN} \end{matrix}$$

b) Verifica a trazione lungo la diagonale

$$\frac{\tau_k}{0.6 \phi} \cdot I \cdot t = 250 \text{ kN} \begin{matrix} > 122.04 \text{ kN} \\ > 146.44 \text{ kN} \\ < 488.16 \text{ kN} \end{matrix}$$

c) Verifica allo schiacciamento degli spigoli

$$0.8 \frac{\sigma_u}{\phi} \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_c}{\alpha E_m} \cdot I \cdot h \cdot t^3} = 169.31 \text{ kN} \begin{matrix} > 122.04 \text{ kN} \\ > 146.44 \text{ kN} \\ < 488.16 \text{ kN} \end{matrix}$$

- *Verifica dei pilastri in c.a.*

Si considerano le sollecitazioni relative al valore di $\beta = 1$

a) Verifica a pressoflessione

$$M = 44,79 \text{ kNm}; \quad N = 179,64 \text{ kN}$$

$$A_f = A'_f = 10 \text{ cm}^2 (5 \text{ } \emptyset 16); \quad \sigma_c = 8.7 \text{ MPa}; \quad \sigma_f = 116.6 \text{ MPa}$$

L'armatura richiesta risulta superiore a quella disponibile pari a $\text{cm}^2 4 (2 \text{ } \emptyset 16)$

b) Verifica a taglio

$$T = 119.91 \text{ kN}$$

$$\tau = 1,67 \text{ MPa, staffe } \emptyset 10/7.63 \text{ a } 2 \text{ braccia in cm } 115$$

Anche l'armatura di confinamento richiesta risulta superiore a quella disponibile costituita da staffe $\emptyset 8/15$.

Sulla base dei risultati ottenuti possono trarsi le seguenti considerazioni:

- per valori di $\beta = 1-1,2$, l'intervento TIPO IV, risulta idoneo a garantire margini di sicurezza sufficienti anche nei confronti delle azioni locali; si rende necessario però integrare sia l'armatura longitudinale che quella trasversale dei pilastri,
- assumere valori di $\beta = 4$, per cui nessuno degli interventi previsti risulta sufficiente ad adeguare la struttura alle prescrizioni di norma, appare eccessivamente cautelativo;
- non rispondenti all'effettivo comportamento appaiono anche i valori delle sollecitazioni aggiuntive proposte dalle norme per la verifica dei pilastri di contenimento in c.a.

- **Stato di deformazione**

A completamento dell'analisi svolta si è ritenuto utile controllare anche lo stato di deformazione in relazione agli interventi previsti, facendo riferimento a due parametri significativi: l'eccentricità tra baricentro di massa e di rigidezza, espressa in termini di e_x (e_y rimane pressoché costante); gli spostamenti δ a livello dei vari piani del telaio di testata.

Utilizzando i risultati ottenuti, si sono costruiti i diagrammi di Fig. 14.32 per meglio evidenziare i vantaggi offerti dagli interventi TIPO II e IV. Nella stessa figura è rappresentata anche la rotazione rigida dell'impalcato di copertura.

Da un semplice raffronto ed in accordo con quanto precedentemente dedotto, si rileva chiaramente il notevole vantaggio offerto dai pannelli inseriti nelle maglie del telaio di testata e che, rispetto a questo intervento, il contributo dato dai pannelli estesi nel senso longitudinale è trascurabile..

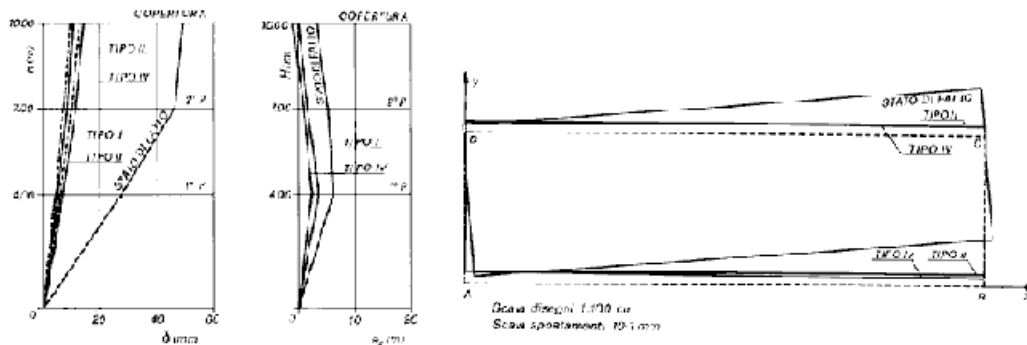


Fig. 14.32

14.5. CONCLUSIONI

Sulla base dei rilievi e delle considerazioni emerse nel commentare i contenuti delle prescrizioni di norma relative ai paragrafi C.9.6 e C.9.7, e quelli riguardanti le istruzioni dei due ALLEGATI 2 e 4, possono trarsi le seguenti conclusioni.

Le prescrizioni C.9.6 o C.9.7, così per come sono attualmente formulate, possono essere considerate raccomandazioni di carattere generico, finalizzate a razionalizzare le operazioni di adeguamento sismico di edifici esistenti in cemento armato e in acciaio, non conformi alle norme sismiche vigenti.

Queste prescrizioni non possono essere ritenute sufficientemente esaustive a risolvere i delicati problemi connessi ai tre argomenti contemplati dalle norme, riguardanti:

- la definizione dello schema strutturale;
- l'analisi dei materiali ed i particolari costruttivi;
- la verifica sismica.

Al fine di una migliore interpretazione delle prescrizioni fornite e per meglio chiarire gli aspetti legati alle applicazioni concrete, nell'esaminare i contenuti relativi ai suddetti argomenti, si è ritenuto utile richiamare ed evidenziare i problemi di maggiore significato, da cui le prescrizioni stesse traggono origine, e precisamente: la durabilità del conglomerato; la individuazione a la programmazione degli interventi; i fenomeni di dissesto localizzati; la duttilità e le capacità dissipative strutturali; la stabilità dell'equilibrio.

Nonostante ciò, si ritiene che sia necessaria ancora una più attenta valutazione ed un maggiore approfondimento di ordine specifico di tali argomenti per potere pervenire ad una più accurata e puntuale formulazione delle prescrizioni.

Con riguardo alla definizione dello schema strutturale, miglioramenti possibili possono certamente essere ottenuti facendo riferimento alle moderne tecniche di identificazione strutturale, basate sulla caratterizzazione dinamica, ed a tecniche di rilevamento che consentono di pervenire ad una classificazione tipologica degli edifici da adeguare.

Anche per quanto attiene l'individuazione di modelli adatti ad interpretare il reale comportamento degli elementi strutturali di dettaglio, come i nodi trave-pilastro, le prescrizioni di norma appaiono non sufficientemente particolarizzate.

Sia per quanto concerne una corretta valutazione delle doti di resistenza, che per la messa in opera degli interventi migliorativi, si è dell'avviso che dovranno essere introdotte delle regole di carattere puntuale al fine di scongiurare fenomeni di collasso localizzati estremamente pericolosi. I danni che ne possono derivare sotto

l'effetto dei carichi ciclici, come quelli di natura sismica, sono difficilmente calcolabili e spesso assumono dimensioni tali da compromettere la stabilità dell'intero edificio.

Altro problema che merita particolare attenzione è quello degli ancoraggi delle armature longitudinali. In merito si ritiene che prescrizioni specifiche e di dettaglio sono da introdurre tenendo conto della posizione che i nodi occupano all'interno del sistema strutturale e delle prestazioni che sono chiamati ad offrire.

Il modello di calcolo proposto nell'ALLEGATO 2, non è valido nel caso di telai con tamponature forate e neppure consente di tenere conto, in forma esplicita dei delicati problemi di instabilità. Pertanto, si ritiene che questi argomenti, unitamente a quelli riguardanti la definizione del valore di $\hat{\alpha}$ e delle sollecitazioni aggiuntive per la verifica dei pilastri in c.a., debbano essere approfonditi facendo ricorso a metodologie di maggiore attendibilità, allo scopo di potere giungere a prescrizioni di concreta utilizzazione per potere trattare anche i casi che non rispettano le condizioni di validità previste nella circolare.

Con riguardo ai contenuti dell'ALLEGATO 4, anche se rivolti più specificatamente ad elementi dettaglio di carattere esecutivo delle strutture in cemento armato, si ritiene che le istruzioni fornite possano essere migliorate. Per il conseguimento di questi obiettivi è il caso di fare rilevare che i metodi di calcolo più avanzati trovano fondamento sull'analisi non lineare di meccanismi di probabile collasso per flessione e taglio, attraverso cui viene determinata l'armatura di confinamento ed, in particolare, l'interasse delle staffe e l'estensione delle zone da staffare. Prescrizioni, basate sui risultati di queste analisi, debbono essere introdotti al fine di scongiurare fenomeni di collasso localizzati particolarmente insidiosi.

Altra considerazione conclusiva, di fondamentale importanza e che non può farsi a meno di evidenziare, riguarda le prescrizioni di norma da adottare per una corretta impostazione della problematica relativa alla verifica sismica. Per quanto attiene questo interessante problema si è dell'avviso che i metodi di calcolo da perseguire debbano essere incentrati sulle metodologie di analisi non lineare, ed in particolare sulla definizione dei coefficienti di struttura. Di questi coefficienti, rappresentativi della duttilità e delle capacità dissipative di un sistema, le norme più aggiornate, per le tipologie di più frequente impiego, forniscono i valori.

Infine, con riferimento alle prescrizioni relative alle strutture in acciaio, non può essere trascurato il problema della instabilità che per questo tipo di strutture assume particolare importanza. Al fine di scongiurare stati di pericolo derivanti da fenomeni di questo genere, si ritiene necessario, come si è fatto per le strutture in c.a., la messa a punto di istruzioni di carattere specifico.

14.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) F. Leonhardt, *Calcolo di progetto e tecniche costruttive*, Voll. I, II, III, Edizioni Tecniche ET, Milano.
- (2) J. Hellesland and R. Green, *Testsof repaired reinforced concrete columns*, ACI 69, Dicembre 1972.
- (3) A. Migliacci, *Criteri esecutivi e controlli*, Giornale AICAP, Roma, 1979, Industria Italiana del Cemento n° 19.
- (4) F. Braga, M. Petrangeli, *Correlazioni sul comportamento degli edifici civili con strutture in cemento armato nel terremoto del 1976 nel Friuli*, Industria Italiana del Cemento, Luglio-Agosto, 1976.
- (5) A. Carpinteri, et al., *Effetto delle tamponature nelle strutture intelaiate sottoposte a sollecitazione sismica*, *Industria del Cemento*, 4/1985.
- (6) H.G. Natke, *Application of system identification in engineering*, CISM, Udine, 1988.
- (7) R. Park, *Ductility of reinforced concrete frames under seismic loading*, New Zealand Engineering, 1968
- (8) A. Priestley and R. Park, *Ductility of spirally-confined concrete columns*, ASCE, Vol. 107, Jan. 1981
- (9) A. Castellani, *Duttilità di strutture in calcestruzzo armato*, CLUP, Milano, 1977.
- (10) G. Zingone, L. La Mandola, G. Campione, *Resistenza e duttilità di elementi in c.a. rinforzati con fibre di carbonio*, Atti del 7° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", 1995.
- (11) G. Zingone, et al., *Risultati teorici e sperimentali sulla stabilità e la rigidezza di pannelli di controvento*, *Ingegneria Sismica*, Anno IV, n. 1, 1987.
- (12) G. Zingone, et al., *Behaviour of infilled frames with openings stiffened by surrounding frames*, Ninth Word CEE, Tokyo-Kyoto, 1988.
- (13) G. Zingone, et al., *Verifica sismica delle pareti murarie pressoinflesse*, 7° Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Siena, 1995.
- (14) L. Corradi, *Instabilità delle strutture*, CLUP, Milano, 1978.
- (15) G. Zingone, *Il calcolo delle strutture allo stato limite ultimo*, Flaccovio Editore, Palermo, 1977.
- (16) G. Zingone, et al., *Problemi strutturali nell'ingegneria sismica*, Flaccovio Editore, Palermo, 1992.
- (17) A. Corsanego, *Vulnerabilità sismica degli edifici e metodi per valutarla*, *Ingegneria Sismica*, n. 7, 1984.
- (18) C. Gavarini, N. Nisticò, *Vulnerabilità sismica degli edifici in cemento armato*, *Ingegneria Sismica*, n.2, 1991.
- (19) G. Zingone, L. Cavaleri, *Sulla vulnerabilità sismica delle costruzioni in muratura e tipologia specialistica*, 7° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Vol. 1, 1995.
- (20) CEB, *Quality assurance and quality control*, B. 205-M.C.-Ch. 12.
- (21) CEB, *Durability*, B. 204-M.C.-Ch. 8.
- (22) Eurocodice 8, *Norme Cee per le strutture in zona sismica*.
- (23) Eurocodice 3, *Norme Cee per le strutture in acciaio*.