

**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. 7 - EDIFICI IN STRUTTURA MISTA
(par. C.5.4)**

(Giuliano Augusti, Marcello Ciampoli)

SOMMARIO

7.1. Generalità	7.3
7.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma	7.4
7.3. Commenti e miglioramenti possibili	7.5
7.4. Esempi di edifici in struttura mista: analisi della risposta sismica	7.7
7.4.1. Edifici composti da maglie quadrate (Fig. 7.2)	7.8
7.4.2. Edificio di Fig. 7.3	7.11
7.5. Cenni al progetto delle connessioni	7.13
7.6. Conclusioni	7.14
7.7. Bibliografia	7.16

CAP. 7 - EDIFICI IN STRUTTURA MISTA (par. C.5.4) (Giuliano Augusti, Marcello Ciampoli)

7.1. GENERALITA'

Le costruzioni in muratura hanno un'importanza rilevante (sino a pochi anni or sono addirittura preminente) nella realtà edilizia italiana, e ciò si riflette nel peso ad esse attribuito nella nuova normativa relativa al progetto ed alla verifica delle costruzioni in zona sismica.

Tale importanza attiene soprattutto al patrimonio edilizio esistente e in particolare alla progettazione degli interventi di adeguamento e miglioramento.

Tuttavia l'importanza delle costruzioni in muratura è tutt'altro che trascurabile per le stesse costruzioni nuove. In questa ottica, e come già illustrato e commentato in alcuni capitoli precedenti, il D.M.16.01.'96 presenta aspetti di notevole interesse e fortemente innovativi.

Tra essi: l'introduzione al Par. C.1 (per la prima volta nella normativa sismica) della muratura armata come sistema strutturale per il quale sono ammesse procedure di progetto standard e non solo procedure di omologazione; alcune modifiche introdotte in merito al modo di valutare le caratteristiche dei materiali base (mattoni e blocchi) ed alle modalità di calcolo e verifica delle costruzioni in muratura ordinaria ed armata.

Con riferimento a questo ultimo aspetto, la normativa introduce il concetto di edificio regolare o "semplice", le cui caratteristiche sono definite dalle regole generali riportate al Par. C.5.1 e dalle regole specifiche dei Paragrafi C.5.2 e C.5.3.5, valide rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria ed armata. Per gli edifici semplici, la normativa assume che un adeguato livello di sicurezza sismica è garantito quando sono rispettate le prescrizioni progettuali dei suddetti paragrafi, prescrizioni che si riferiscono soltanto alla distribuzione in pianta ed in elevazione, alla geometria degli elementi resistenti (i setti murari) e alla loro tensione media di compressione. Per gli edifici "semplici" si può dunque adottare una progettazione che si potrebbe definire di tipo "descrittivo".

Qualora non vengano rispettate tutte le regole specificate nei Paragrafi C.5.2 o C.5.3.5, la normativa permette di eseguire la verifica vera e propria della costruzione in muratura: per tale verifica si devono seguire, per le costruzioni in muratura ordinaria, le prescrizioni indicate al Par. C.9.5, che riguardano però specificamente gli interventi di adeguamento, e, per le costruzioni in muratura armata, le prescrizioni riportate al Par. C.6. Viene così definita una precisa modalità di verifica sismica delle costruzioni in muratura: ed anche questo appare un aspetto di notevole interesse della nuova normativa.

Il D.M.16.01.'96 introduce un'altra significativa innovazione, che rappresenta l'oggetto specifico di questo capitolo, e precisamente un paragrafo (C.5.4) dedicato esclusivamente alle *strutture miste*, intese come le costruzioni i cui elementi verticali sono in parte pareti in muratura ordinaria o armata ed in parte telai o elementi in altro materiale (c.a., acciaio, legno, ecc.). La definizione di *strutture miste* viene però estesa anche alle costruzioni in muratura che presentino il piano superiore interamente realizzato con struttura portante a telaio in c.a. o acciaio.

La normativa, ricollegandosi esplicitamente alla possibilità di eseguire l'analisi della sicurezza sismica di una costruzione in muratura, definisce i criteri di verifica delle strutture miste ed alcuni limiti di applicabilità di tale tecnologia costruttiva, con ciò fornendo (perlomeno nelle intenzioni) lo strumento per un suo impiego consapevole.

Evidentemente la possibilità di realizzare edifici con struttura portante prevalentemente in muratura ma introducendo elementi di altra tecnologia, permette di aumentare la flessibilità distribuita ed architettonica degli edifici, che risulta abbastanza ridotta quando si vogliono seguire le prescrizioni relative alle costruzioni semplici. Ciò rappresenta un vantaggio significativo: è così possibile infatti realizzare edifici nuovi privi di vincoli dal

punto di vista distributivo, e adeguare edifici esistenti modificando la distribuzione degli elementi resistenti e sostituendo alcune pareti in muratura con strutture portanti più snelle.

Tale possibilità conduce però in genere ad edifici che non possono essere definiti semplici, e quindi si paga al prezzo dello svolgimento di una accurata verifica della sicurezza sismica, per la quale la normativa prescrive un valore di progetto dell'intensità dell'azione molto cautelativo.

Nel seguito vengono quindi commentati gli aspetti salienti della normativa che trattano la tipologia strutturale delle strutture miste, e fornite alcune indicazioni sulla loro progettazione. Tali indicazioni sono fondate in gran parte sui risultati di una indagine numerica svolta con lo specifico scopo di caratterizzare i limiti di applicazione della tipologia costruttiva, nei due casi di progettazione di edifici nuovi e di adeguamento di quelli esistenti.

7.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Come specificato in precedenza, nel Par. C.5.4 la nuova normativa sismica prevede la possibilità di inserire nelle costruzioni in muratura ordinaria o armata elementi strutturali di diversa tecnologia (c.a. o acciaio, ma anche legno o altri materiali). La normativa però precisa che tali elementi devono avere esclusivamente lo scopo di sopportare i carichi verticali.

La normativa consente:

- a) di realizzare strutture nuove a configurazione cosiddetta "mista" impiegando pareti in muratura ordinaria o armata e telai in c.a. o acciaio;
- b) di adeguare le strutture esistenti in muratura ordinaria o armata sostituendo alcune pareti in muratura con telai in c.a. o acciaio e/o setti in c.a.;
- c) di realizzare - come espressamente dichiarato - edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore (ad uno o due piani, a seconda del grado di sismicità della zona), e da un piano superiore con struttura in c.a. o acciaio.

La normativa rende così possibile la realizzazione di edifici con struttura portante principale in muratura ordinaria o armata, ma con percentuale di pareti inferiore a quella minima indicata per le costruzioni semplici. Per esempio la struttura portante può essere costituita da setti murari disposti anche solo lungo il perimetro del fabbricato e da telai in c.a. o acciaio disposti all'interno. L'edificio, sia esso nuovo o adeguato, può avere quindi una configurazione libera in pianta ed in elevazione e la nuova normativa ne definisce i criteri di progetto e verifica.

Vengono però poste alcune condizioni fortemente restrittive.

In primo luogo l'azione sismica deve essere integralmente affidata alla parte in muratura in entrambi i casi a) e b). Con azione sismica si devono intendere sia le azioni orizzontali che le azioni verticali, che nel caso statico sono definite al Par. B.4 e nel caso dinamico al Par. B.6

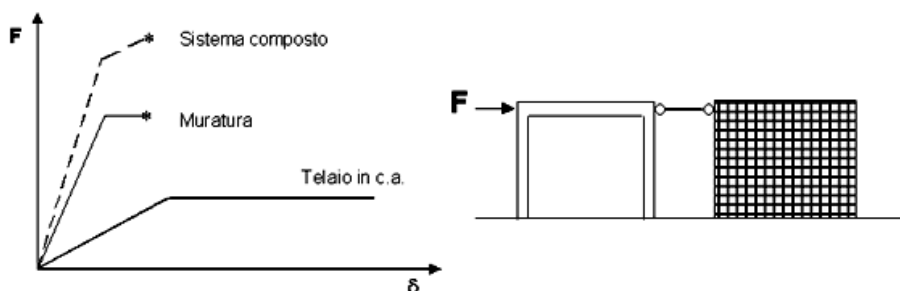


Fig. 7.1 - Andamento qualitativo del legame $F - \delta$ per un sistema composto da un telaio in c.a. e da una parete in muratura.

Tale impostazione è giustificata dalle diverse caratteristiche di deformabilità elastica e duttilità di elementi strutturali realizzati con differenti tecnologie. Infatti le pareti in muratura sono generalmente più rigide ed hanno una duttilità inferiore a quella di setti o pilastri in c.a. o acciaio. La minore duttilità può far sì che non venga sfruttata tutta la resistenza sismica degli elementi strutturali in c.a. o acciaio: infatti la duttilità delle pareti in muratura può essere insufficiente a garantire che il sistema strutturale nel suo complesso espliciti tutta la resistenza limite nominale. Ad illustrazione di questa considerazione, nella Fig.7.1 si riportano le relazioni qualitative tra la forza (statica) orizzontale F ed il corrispondente spostamento orizzontale Δ per una parete in muratura, per un telaio in c.a. e per un sistema costituito dall'accoppiamento dei due. Questa ultima relazione viene ricavata sommando le corrispondenti ordinate delle due precedenti, fino a che non si verifica il collasso o della parete o del telaio: se la duttilità della parete muraria è insufficiente a permettere che il telaio raggiunga la resistenza limite, la resistenza globale del complesso risulta inferiore alla somma delle resistenze dei sistemi componenti.

Il caso c) si configura in maniera diversa anche per quel che riguarda la ripartizione dell'azione sismica. Infatti la parte inferiore è tutta in muratura, ed, ovviamente, anche se non chiarito esplicitamente nel testo della normativa, la struttura portante del piano superiore deve essere capace di assorbire tutta la relativa azione sismica.

Per gli edifici soggetti ad interventi di adeguamento consistenti nella sostituzione di pareti murarie con elementi di altra tecnologia (caso b), si deve tenere presente che, anche se l'edificio rientrava originariamente nella categoria degli edifici semplici di cui ai Paragrafi C.5.2 o C.5.3.5, è molto probabile che l'intervento comporti una violazione delle prescrizioni fornite ai suddetti paragrafi.

Dovrà quindi essere eseguita una verifica di sicurezza con riferimento alle azioni definite ai Paragrafi C.9.5.3 e C.6 (così come specificato nella Circolare di Attuazione, quadruple rispetto a quelle impiegate nella verifica statica ordinaria, tenendo conto del grado di sismicità della zona e dell'importanza dell'edificio).

Per quanto riguarda gli edifici costituiti da struttura muraria nella parte inferiore e sormontati da un piano con struttura in c.a. o acciaio (caso c), la normativa prescrive che l'altezza totale - comprensiva delle parti in muratura e di quelle in c.a. o acciaio - rispetti i limiti previsti al Par. C.2 per le strutture in muratura. Inoltre la parte superiore deve essere ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria e verificata unitamente alla base in muratura con i criteri indicati ai Paragrafi C.9.5.3 e C.6 (rispettivamente nei casi di strutture in muratura ordinaria o armata), per un'azione sismica incrementata del 50%. Quest'ultima prescrizione è giustificata dalla necessità di tenere conto, sia pure in modo semplificato, degli effetti di amplificazione di cui il piano superiore risente a causa della sua rigidità alle azioni orizzontali, che generalmente è di gran lunga inferiore a quella della parte sottostante.

Infine la normativa impone che siano curati i dettagli dei collegamenti dei nuovi elementi strutturali alle pareti in muratura esistenti e sia garantito il controllo della compatibilità delle deformazioni di elementi che pure hanno deformabilità ben diverse: al riguardo non fornisce però nessuna indicazione progettuale.

7.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Come si è già detto, la normativa introduce per la prima volta, nell'ambito delle costruzioni in muratura ordinaria o armata e nella progettazione sia di nuovi edifici che degli interventi di adeguamento di quelli esistenti, la possibilità di adottare soluzioni progettuali di tipo misto, impiegando ad esempio anche elementi resistenti in c.a. o acciaio.

In tal senso viene attenuata la tendenza generale ad orientare la progettazione in zona sismica verso schemi strutturali regolari in pianta ed elevazione. Risulta infatti possibile superare le prescrizioni in merito alla geometria dei setti murari ed alla loro distribuzione in pianta e numerosità (riportate nei più volte citati Paragrafi C.5.2 e C.5.3.5), che condizionano pesantemente le potenzialità d'impiego della muratura, ed adottare invece soluzioni strutturali caratterizzate da una notevole libertà distributiva ed architettonica. E vengono inoltre accettati sistemi strutturali finora ignorati dalla normativa, che ciononostante già hanno e sempre più possono

avere, a parere degli scriventi, una significativa diffusione principalmente nelle costruzioni in cui siano stati attuati o siano da attuare interventi di adeguamento.

Questo aspetto del Par. C.5.4 è decisamente positivo: bisogna però rilevare come restino aperti svariati problemi dal punto di vista sia della definizione di un metodo di progetto e verifica che sia corretto, non generico e non eccessivamente penalizzante, sia delle indicazioni progettuali in merito ai dettagli costruttivi. Il testo del paragrafo appare eccessivamente stringato, soprattutto perché nella letteratura tecnica non esistono elementi decisionali o studi che forniscano indicazioni chiare sugli argomenti trattati o permettano di verificare i limiti di applicabilità di queste tipologie miste.

La liberalizzazione rispetto alle prescrizioni geometriche si paga a prezzo di un significativo aumento delle azioni di progetto, per le quali, anche nel caso di costruzioni nuove, si prescrive di seguire le indicazioni fornite in merito alla progettazione e verifica degli interventi di adeguamento (di cui ai Paragrafi C.9.5.3 e C.6). Si passa così dal caso di un edificio semplice, in cui praticamente non si esegue alcuna verifica sismica (essendo questa limitata al controllo dell'intensità massima delle tensioni normali nei setti murari, verifica peraltro implicitamente soddisfatta dalle prescrizioni relative alla percentuale minima di pareti) ad una verifica condotta adottando azioni di progetto incrementate anche del 600% (questa amplificazione risulta nel caso di un edificio sottoposto ad un intervento di adeguamento consistente nella sostituzione integrale della struttura portante del piano superiore con telai in c.a. o acciaio - caso c) - per il quale si adotta per il coefficiente di struttura β il valore 4 e le azioni di progetto vanno ulteriormente incrementate del 50%).

Ed è da notare che nella definizione dell'intensità dell'azione sismica di progetto si può ignorare l'ulteriore coefficiente amplificatore (di valore pari ad 1.5) che è previsto al Par. B.8.2 per qualsiasi tipo di struttura quando la verifica di sicurezza viene svolta con il metodo degli stati limite. Nel caso delle costruzioni in muratura ordinaria o armata, e quindi anche a struttura mista, una logica e già diffusa interpretazione suggerisce infatti di ritenere che tale coefficiente sia riassorbito nel coefficiente di struttura.

In merito all'incremento delle azioni da prendere in conto nel caso c), ovvero degli edifici che presentino il piano superiore con struttura portante intelaiata in c.a. o acciaio, è stato già osservato che il previsto incremento del 50% intende tenere conto della amplificazione delle forze d'inerzia che si può verificare in corrispondenza del piano superiore per effetto della ridotta rigidità della struttura a telaio rispetto a quella della parte sottostante in muratura, nonché della possibile maggiore significatività di modi superiori di vibrazione.

A parere degli scriventi non c'è però alcun motivo di estendere tale incremento anche alla verifica della parte sottostante in muratura, che ne risulta illogicamente penalizzata. Per di più, non essendo specificato nulla al riguardo, tale incremento dovrebbe essere conservato anche nel progetto delle strutture di fondazione: il che risulta ancor più illogico. Si suggerisce pertanto di non applicare l'incremento delle azioni nella verifica delle fondazioni, anche se lo si accetta per la parte in muratura dell'edificio.

Una soluzione più efficiente del problema si può trovare adottando nella progettazione una tecnica più sofisticata, quale quella denominata degli "spettri di piano". Tale tecnica prevede che l'azione sismica applicata alla base della costruzione sia filtrata attraverso la parte in muratura, in modo da valutare l'amplificazione che essa subisce: lo stato di sollecitazione nella struttura portante del piano superiore viene quindi valutato adottando lo spettro amplificato.

Con le prescrizioni appena discusse, la normativa si è posta il problema della valutazione degli effetti di amplificazione; essa invece non considera affatto - se non in maniera estremamente vaga - il problema della concentrazione delle richieste di resistenza e duttilità che si manifesta in corrispondenza delle connessioni tra le due parti dell'edificio. Eppure tale concentrazione richiede una accurata progettazione dei dettagli delle connessioni, sulla quale la normativa non fornisce alcuna indicazione, né sono disponibili in bibliografia informazioni pertinenti e qualificate.

Questo problema d'altra parte è comune a tutto il Par. C.5.4: in esso infatti non vengono discussi neanche per le costruzioni di cui ai casi a) e b) i criteri di progettazione e di realizzazione dei dettagli costruttivi ed in particolare dei collegamenti delle strutture di diversa tecnologia. Eppure i collegamenti sono in realtà gli elementi

che condizionano sostanzialmente il comportamento del sistema strutturale nel suo complesso: resta quindi una pesante lacuna da colmare.

Le uniche indicazioni normative al riguardo sono desumibili da alcuni degli schemi costruttivi relativi alle tecnologie di intervento di adeguamento sismico che sono illustrate nelle normative adottate in passato per le regioni Friuli, Umbria, Basilicata, Campania e Puglia (2, 4, 5). A conoscenza degli scriventi non esistono nemmeno studi reperibili in bibliografia, né una sperimentazione consolidata: qualche accenno, che verrà brevemente commentato nel seguito, è riportato in (3, 6, 8).

La progettazione delle connessioni è quindi completamente demandata alle capacità dei tecnici.

Da sottolineare anche che nelle prescrizioni per le strutture miste, così come del resto per tutte le costruzioni in muratura, la normativa non distingue costruzioni esistenti e costruzioni nuove. Nella realtà, spesso le costruzioni esistenti sono tozze, hanno pareti di facciata con un numero ridotto di aperture, generalmente di ampiezza limitata, e presentano una forte componente di carico verticale dovuta al peso delle murature stesse. Le nuove costruzioni sono invece tendenzialmente caratterizzate da una maggiore snellezza delle pareti, per effetto di spessori ridotti, della ridotta rigidità delle fasce d'interpiano e per la maggiore presenza di aperture, e quindi da un minor peso delle strutture. Queste distinzioni hanno una importanza rilevante nella definizione dei metodi di calcolo, soprattutto perché possono risultare diversi nei due casi i meccanismi di collasso dei setti murari.

Infine, nonostante la già criticata penalizzazione del valore di progetto dell'azione sismica adottata per il caso c), vengono mantenuti inalterati anche per esso i limiti di altezza fissati per i nuovi edifici integralmente in muratura.

7.4. ESEMPI DI EDIFICI IN STRUTTURA MISTA: ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA

Nel seguito sono illustrati i risultati di una analisi svolta con l'obiettivo di valutare la risposta ad azione sismica di semplici configurazioni strutturali realizzate in struttura mista.

La casistica presa in esame è limitata; tuttavia l'analisi fornisce alcune indicazioni, almeno di larga massima, sui criteri di progetto previsti dalla normativa al Par. C.5.4 per gli edifici in struttura mista, in funzione della configurazione strutturale, dell'entità delle differenze rispetto ad uno schema semplice interamente in muratura e del tipo di intervento a cui il progettista si accinge (progettazione di un nuovo edificio o adeguamento di un edificio esistente).

La trattazione può essere suddivisa in due parti.

Gli esempi considerati nella prima parte consistono in alcuni schemi di edifici a pianta quadrata o rettangolare in muratura ordinaria. Nel progetto di tali edifici, sono stati assunti per le grandezze geometriche significative i valori estremi del campo ad esse assegnato dalle prescrizioni normative che definiscono le costruzioni semplici (Par. C.5.2). È stata quindi verificata, al variare di alcuni parametri, la possibilità di configurazioni alternative, nelle quali alcuni setti murari sono sostituiti da elementi in c.a.

Nella seconda parte viene esaminato con maggior dettaglio il caso di un edificio a due piani in muratura ordinaria, avente configurazione in pianta simile a quella di un edificio già esaminato in (8) con le stesse finalità, ma realizzato in muratura armata.

L'analisi dinamica della risposta sismica degli edifici in muratura o in struttura mista è stata eseguita con il programma di calcolo ETABS 6.1 (9), in cui i pannelli in muratura sono modellati come elementi deformabili per flessione e taglio. Ai fini dell'analisi della risposta ad azioni orizzontali, è stata assunta l'ipotesi di impalcato rigido.

Gli edifici sono situati in zona sismica con grado di sismicità $S = 12$.

7.4.1. EDIFICI COMPOSTI DA MAGLIE QUADRATE (Fig.7.2)

Le piante degli edifici esaminati sono ottenute per assemblaggio di campi a maglia quadrata con lato di 7 m (Fig.7.2). Gli edifici sono ad uno o due piani: il primo piano ha un'altezza di 4 m, il secondo di 3.5 m.

Tenendo conto della limitazione che la normativa impone per la snellezza λ dei setti murari ($\lambda < 12$), si è attribuito alle pareti uno spessore di 0.31 m al primo piano e di 0.27 m al secondo.

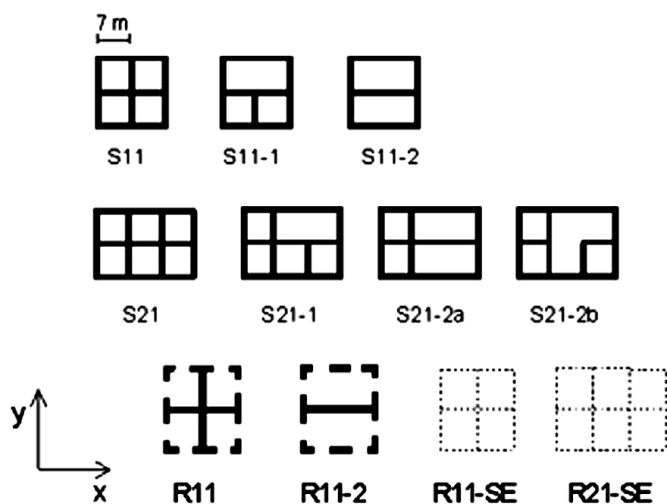


Fig. 7.2 - Pianta schematica dei casi esaminati (Tab. 7.1)

Il carico di esercizio sul solaio è stato assunto pari a 4 kN/m².

Per i materiali base (mattoni, malta) sono state ipotizzate le seguenti caratteristiche (distinguendo, ove necessario, il progetto di nuove costruzioni e degli interventi di adeguamento di costruzioni esistenti):

Elementi resistenti *semipieni* in laterizio (percentuale di foratura: 15% < ϕ 45%)

Peso per unità di volume 15 kN/m³
 Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} 20 N/mm²

Malta bastarda tipo M3

Resistenze caratteristiche della muratura:

- a compressione 7 N/mm² (nuove costruzioni)
 3 N/mm² (adeguamento)
 - a taglio 0.30 N/mm² (nuove costruzioni)
 0.12 N/mm² (adeguamento)

Modulo di elasticità longitudinale 7.0 kN/mm² (nuove costruzioni)
 5.1 kN/mm² (adeguamento)

Per quel che riguarda le aperture, si è ipotizzato che esse siano di ampiezza limitata (tranne che nei casi R11 e R11-2): si è tenuto quindi conto di esse solo ai fini del calcolo delle aree resistenti, riducendo l'area totale dei setti murari del 20%.

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le prescrizioni del D.M. 20.11.'87 *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e loro consolidamento* (7); il coefficiente γ_m è stato quindi assunto pari a 3 nel progetto di nuove costruzioni e pari a 1 nel progetto degli interventi di adeguamento.

Le caratteristiche degli edifici, così come alcuni risultati delle verifiche di resistenza relative ai setti murari più sollecitati, sono riportate in Tab. 7.1, nella quale sono indicati, per ogni caso esaminato:

- il tipo, contraddistinto da una lettera. In tale campo si indica con: S l'edificio semplice tutto

in muratura; N la configurazione di un edificio nuovo progettato con struttura mista; A la configurazione ottenuta sostituendo una o più pareti in muratura con elementi in c.a., nell'ipotesi che l'edificio, già esistente, sia sottoposto ad un intervento di adeguamento; SE un edificio il cui piano superiore è interamente realizzato con struttura di altra tecnologia (nel caso specifico un telaio spaziale in c.a.);

- il numero di piani dell'edificio in esame;
- il valore attribuito nel calcolo delle caratteristiche di sollecitazione al coefficiente β moltiplicatore dell'intensità dell'azione applicata alla costruzione (pari a 4 o a 2 nei due casi rispettivamente di edificio adeguato o nuovo, così come si desume dal Par.C.9.5.3 e dalla Circolare di Attuazione del D.M.16.01.'96, e pari di conseguenza a 6 o 3 nel caso in cui la parte superiore dell'edificio sia interamente a telaio in c.a. e l'edificio sia rispettivamente sottoposto ad un intervento di adeguamento o progettato ex novo);
- le aree A_x e A_y delle sezioni di muratura resistenti alle azioni orizzontali, espresse - ai vari piani ed a partire dal piano terra - come percentuali della superficie totale dell'edificio e valutate al netto delle aperture in ciascuna direzione principale (tali valori sono da confrontare con quelli riportati nelle Tabelle 4a e 4b del Par. C.5.2);
- i valori massimi (ovvero relativi al pannello più sollecitato) di tre coefficienti che esprimono in maniera sintetica i risultati delle verifiche di sicurezza, in quanto misurano, in percentuale rispetto al valore limite e secondo quanto specificato dal D.M. 20.11.'87 (7), gli elementi che caratterizzano le verifiche principali.

Più specificamente:

il coefficiente ξ esprime il rapporto tra l'eccentricità longitudinale e_b (riferita al baricentro dell'area della sezione del muro) del valore di calcolo del carico verticale agente ed il relativo valore massimo, pari a $0.33 b$, essendo b la larghezza del muro (D.M. 20.11.'87 - Par. 2.4.2.3.1)

il coefficiente η esprime il rapporto tra il valore di calcolo del carico verticale agente N_d ed il relativo valore di rottura (D.M. 20.11.'87 - Par. 2.4.2.3.1)

il coefficiente ζ esprime il rapporto tra il valore di calcolo dell'azione orizzontale V_d ed il valore della resistenza a taglio di calcolo (D.M. 20.11.'87 - Par. 2.4.2.3.2.).

Come si rileva anche dalla Fig.7.2, nella quale sono riportate, sia pure schematicamente, le piante degli edifici considerati, si è operato a partire dalle configurazioni originarie, corrispondenti ai casi S11 e S21 per edifici ad un piano ed ai casi S12 e S22 per edifici a due piani, eliminando prima un setto murario e poi due e disponendo travi in c.a. per sostenere i solai, ipotizzati in c.a. e laterizio.

I casi da S11-1 a S21-2b sono quindi relativi ad edifici ad un solo piano, a pianta quadrata o rettangolare. Negli edifici a due piani (casi S12 ed S22 e varianti), sono state assunte le stesse piante per entrambi i piani.

Gli ultimi casi esaminati (caratterizzati dalle sigle R11 ed R21) sono relativi a schemi analoghi ai precedenti, ma nelle pareti in muratura si sono ipotizzate esistenti aperture di ampiezza significativa: per essi è stato quindi necessario tenere conto della effettiva disposizione delle aperture sia nella modellazione dei setti murari che nelle verifiche di sicurezza.

Nei casi SE la struttura portante del piano superiore è a telaio in c.a.

Nei diversi esempi l'azione sismica è stata applicata in direzione y ed è stata quindi eseguita un'analisi dinamica con spettro di risposta. E' appena il caso di rilevare che, poiché la normativa impone che negli edifici in struttura mista l'azione sismica sia integralmente affidata alla parte in muratura, i valori di calcolo delle caratteristiche di sollecitazione nei setti murari (con l'ovvia eccezione dei casi SE) sono valutati con riferimento ad uno schema in cui gli elementi in c.a. compaiono solo come masse.

Nella Tab. 7.1 sono marcati i campi corrispondenti alle situazioni per le quali le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

Come si rileva, le verifiche risultano soddisfatte solo nel caso della progettazione di nuovi edifici a struttura mista (ovvero nel caso a) specificato al Par.7.2.), per i quali si assume $\beta = 2$ e, pur adottando un coefficiente di sicurezza γ_m pari a 3, si può fare affidamento su valori delle resistenze meccaniche abbastanza elevati. Si rileva però che nei casi esaminati le sostituzioni apportate rispetto ad una configurazione tutta in muratura consistono nella eliminazione di una o due pareti, alla quale corrisponde una riduzione dell'area resistente nella direzione dell'azione sismica non superiore al 20-25%.

Tab. 7.1 - Caratteristiche dei casi esaminati e risultati delle verifiche di sicurezza (i campi con retino corrispondono alle situazioni per le quali le relative verifiche non sono soddisfatte).

Edificio	Tipo	Piani	β	Ax (%)	Ay (%)	ξ	η	ζ
S11	S	1	1	6.6	6.6	0.16	0.09	0.16
S11-1	N	1	2	6.6	5.5	0.37	0.07	0.34
S11-1	A	1	4	6.6	5.5	0.86	0.05	0.88
S11-2	N	1	2	6.6	4.4	0.54	0.07	0.42
S11-2	A	1	4	6.6	4.4	1.27	0.04	2.92
S21	S	1	1	6.6	6.0	0.15	0.07	0.16
S21-1	N	1	2	6.6	5.1	0.43	0.07	0.39
S21-1	A	1	4	6.6	5.1	0.99	0.05	1.25
S21-2a	N	1	2	6.6	4.4	0.59	0.07	0.48
S21-2a	A	1	4	6.6	4.4	1.39	0.06	7.31
S21-2b	N	1	2	5.1	5.1	0.50	0.07	0.44
S21-2b	A	1	4	5.1	5.1	0.99	0.06	1.26
S12	S	2	1	6.6 / 6.0	6.6 / 6.0	0.15	0.14	0.25
S12-1	N	2	2	6.6 / 6.0	5.5 / 4.8	0.51	0.13	0.60
S12-1	A	2	4	6.6 / 6.0	5.5 / 4.8	1.16	0.12	3.13
S12-2	N	2	2	6.6 / 6.0	4.4 / 3.9	0.56	0.13	0.80
S12-2	A	2	4	6.6 / 6.0	4.4 / 3.9	1.41	0.13	14.8
S22	S	2	1	6.6 / 6.6	6.0 / 6.0	0.16	0.14	0.29
S22-1	N	2	2	6.6 / 6.6	5.1 / 5.1	0.58	0.14	0.76
S22-1	A	2	4	6.6 / 6.6	5.1 / 5.1	0.75	0.14	1.39
S22-2a	N	2	2	6.6 / 6.6	4.4 / 4.4	0.70	0.14	1.08
S22-2a	A	2	4	6.6 / 6.6	4.4 / 4.4	1.60	0.13	15.9
S22-2b	N	2	2	5.1 / 5.1	5.1 / 5.1	0.55	0.13	0.66
S22-2b	A	2	4	5.1 / 5.1	5.1 / 5.1	1.19	0.13	3.56
R11	S	2	1	5.4 / 4.7	5.4 / 4.7	0.40	0.15	0.36
R11-2	N	2	2	3.1 / 2.7	5.4 / 4.7	2.34	0.24	2.59
R11-2	A	2	4	3.1 / 2.7	5.4 / 4.7	1.96	0.34	6.43
R11-SE	SE - N	2	3	5.4	5.4	0.63	0.14	1.00
R11-SE	SE - A	2	6	5.4	5.4	1.43	0.15	6.07
R21-SE	SE - N	2	3	6.6	6.0	0.43	0.14	0.72
R21-SE	SE - A	2	6	6.6	6.0	1.00	0.12	2.53

Questa conclusione può essere ritenuta valida per i casi esaminati, ovvero per gli edifici progettati, per la parte in muratura, nel rispetto delle prescrizioni che devono essere seguite per realizzare costruzioni semplici, ed adottando per i valori delle grandezze di interesse i limiti dei possibili campi di variazione: potrebbe quindi risultare ancor più verificata se applicata a schemi meno "estremi".

Per quel che riguarda l'adeguamento degli edifici esistenti (caso b) del Par.7.2.), per i quali si assumono $\beta = 4$ e $\gamma_m = 1$, ma i valori delle caratteristiche meccaniche, così come desumibili da (5), sono sostanzialmente inferiori, ad esclusione dell'esempio S11-1, in cui la sostituzione consiste in una modesta variazione apportata ad uno schema molto compatto e regolare, le verifiche di sicurezza non risultano praticamente mai soddisfatte. Per i casi S21-1, S21-2b e S22-1, le verifiche di sicurezza sono soddisfatte solo se è possibile fare affidamento su di una

resistenza caratteristica a compressione pari almeno a 4 N/mm^2 e su di una resistenza caratteristica a taglio pari almeno ad 1.8 N/mm^2 .

Anche nel caso degli interventi di adeguamento, la progettazione è stata svolta ai limiti delle prescrizioni per le costruzioni semplici: tuttavia nelle verifiche di sicurezza si è trascurata la presenza delle aperture (ad eccezione dei casi R11 e varianti). Nella realtà le aperture esistenti nei setti murari possono essere abbastanza ampie: le condizioni effettive possono risultare quindi più gravose di quelle qui ipotizzate (nel caso R11-2 non risulta infatti soddisfatta nemmeno la verifica relativa al caso della progettazione di nuove costruzioni).

A conclusioni analoghe si perviene per gli esempi considerati di edifici in struttura mista con il piano superiore a telaio in c.a. (SE). Si ricorda che per essi si è tenuto conto dell'ulteriore amplificazione del 50% nella valutazione dei valori di calcolo delle azioni. Le verifiche risultano soddisfatte, ma quasi ai limiti, per il caso di edifici nuovi, mentre risultano ampiamente non soddisfatte per il caso dell'adeguamento di edifici esistenti.

Come risulta dall'esame dell'ultima colonna di Tab. 7.1, nella maggior parte dei casi le verifiche di sicurezza non risultano soddisfatte perché il coefficiente di parzializzazione della sezione, introdotto al Par. 2.4.2.3.2 del D.M. 20.11.'87 (7) per tenere conto della eventuale zona di muro soggetta a trazione, assume valori significativamente minori di 1: di conseguenza risulta corrispondentemente ridotto il valore limite della resistenza a taglio di calcolo.

Comunque le conclusioni relative alla progettazione degli interventi di adeguamento sono tratte applicando un'azione sismica il cui valore di progetto viene incrementato di 4 volte (o 6 nel caso degli edifici con piano superiore interamente con struttura a telaio) e che deve essere affidata ai soli elementi in muratura: queste prescrizioni appaiono decisamente penalizzanti. In particolare il fattore 6 adottato per le azioni nei casi SE, sia pure giustificato dalle differenti caratteristiche di rigidità e duttilità delle pareti in muratura e delle strutture a telaio in c.a. o acciaio, potrebbe essere ridotto.

Sarebbe però opportuno definire criteri e metodi di calcolo più accurati, in particolare per la valutazione della effettiva duttilità delle pareti in muratura e quindi dei valori limite di resistenza dei sistemi composti dall'accoppiamento con elementi strutturali in altra tecnologia (Fig. 7.1) e fornire indicazioni progettuali e costruttive accurate in merito al progetto delle connessioni, in modo da garantire una sufficiente resistenza e duttilità delle stesse.

7.4.2. EDIFICIO DI FIG.7.3

In questa parte viene preso in esame l'edificio a due piani in muratura ordinaria la cui pianta originaria è riportata in Fig.7.3 (caso 0). Questo edificio è stato progettato nel rispetto delle prescrizioni indicate al C.5.2 per le costruzioni semplici.

Il carico di esercizio sul solaio è stato assunto pari a 2 kN/m^2 , mentre le caratteristiche dei materiali impiegati, così come le altezze dei piani, sono le stesse del paragrafo precedente.

Lo spessore dei setti murari è stato assunto pari a 0.36 m. L'area resistente al sisma nella direzione x risulta pari al 6.1%; è così rispettato il limite del 6% imposto nella normativa al punto C.5.2.

Inizialmente, è stata eseguita la verifica di sicurezza della configurazione originaria tutta in muratura (caso 0): si è rilevato che tale verifica, eseguita adottando per il coefficiente β il valore 1, non è soddisfatta.

Di conseguenza lo schema originario è stato modificato, riducendo l'ampiezza delle aperture in corrispondenza di alcune pareti disposte sul perimetro dell'edificio, così come risulta dalla Fig.7.3 (caso 1), in cui sono evidenziate le modifiche apportate.

La configurazione così ottenuta è stata variata introducendo due pilastri in c.a. con sezione quadrata con lato di 0.30 m al posto delle due pareti laterali disposte lungo l'asse longitudinale dell'edificio (caso 2). Per il caso 3,

tutti e quattro i setti murari disposti lungo l'asse longitudinale sono sostituiti da setti in c.a. di spessore pari a 0.40 m e lunghezza pari a 1.40 m all'esterno ed a 1.80 m all'interno; infine le lunghezze dei setti in c.a. sono state modificate e portate rispettivamente ad 1 e 2.40 m (caso 4). Gli schemi presi in esame prendono spunto da quelli analizzati in (10) con riferimento al caso di un edificio in muratura armata.

La verifica di sicurezza è stata eseguita applicando l'azione sismica in direzione x: la percentuale di area resistente in tale direzione si riduce quindi dal 6.1 % rispettivamente al 5.3% nel caso 2 ed al 3.9 % nei casi 3 e 4.

Nei casi 3 e 4 è maggiore il rapporto fra le rigidezze dei due sistemi strutturali fra loro collaboranti, l'uno in c.a., l'altro in muratura. Infatti, l'aliquota di azione sismica assorbita dagli elementi in c.a., derivata tenendo conto della piena collaborazione tra i due sistemi, risulta dell'ordine del 25%.

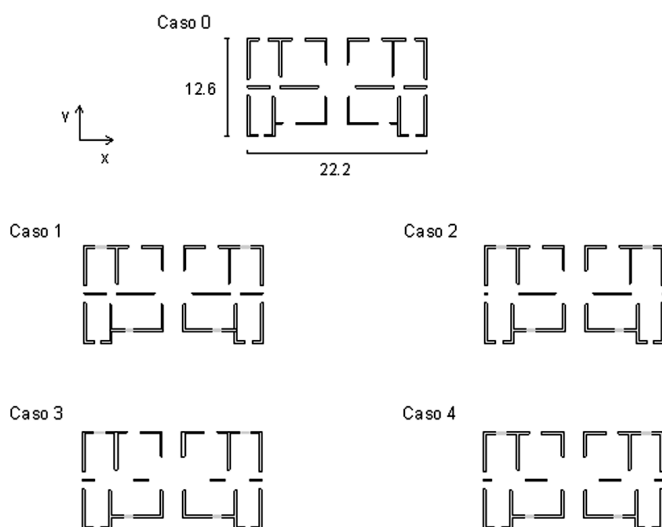


Fig. 7.3 - Piantine schematiche degli edifici esaminati nel Par. 7.4.2.

Le verifiche sono state eseguite valutando le sollecitazioni generate dall'azione sismica interamente sostenuta dalle pareti in muratura.

I risultati, oltre alla descrizione della configurazione ed al valore del coefficiente β , sono riportati in Tab. 7.2. Di nuovo sono marcati i campi corrispondenti alle situazioni per le quali le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

Tab. 7.2 - Risultati relativi ai casi esaminati nella seconda parte (Fig. 7.3)

Edificio	Tipo	β	A_x (%)	A_y (%)	ξ	η	ζ
1	S	1	6.1	6.9	0.38	0.07	0.31
2	N	2	5.3	6.9	0.81	0.07	0.95
2	A	4	5.3	6.9	1.67	0.07	6.45
3	N	2	3.9	6.9	1.00	0.08	1.70
3	A	4	3.9	6.9	2.09	0.07	6.48
4	N	2	3.9	6.9	1.11	0.08	1.85
4	A	4	3.9	6.9	1.67	0.07	6.44

Dall'esame della Tab. 7.2 si rileva che le verifiche di resistenza non sono praticamente mai soddisfatte per gli edifici in struttura mista, tranne che per il caso 2 e nell'ipotesi del progetto di una nuova costruzione.

Nella Tab. 7.3 sono invece riportati i risultati delle verifiche di sicurezza eseguite per i casi 3 e 4, assumendo una piena collaborazione tra gli elementi strutturali in c.a. e le pareti murarie con il coefficiente di struttura previsto per le strutture nuove. Si rileva che le sostituzioni previste sono possibili, a condizione di garantire l'effettiva collaborazione dei due sistemi.

Tab. 7.3 - Risultati relativi ai casi esaminati nella seconda fase (Fig. 7.3) ma ottenuti tenendo conto della collaborazione degli elementi strutturali in c.a.

Edificio	Tipo	β	ξ	η	ζ
3	N	2	0.87	0.07	1.00
4	N	2	0.82	0.07	0.92

Per quel che riguarda i risultati ottenuti sull'edificio realizzato in muratura armata ed esaminato in (8), si rileva che il caso 2 risulta verificato, nell'ipotesi di adeguamento sismico, con normali quantitativi di armatura, e che, predisponendo quantitativi di armatura definiti medi, è possibile anche sostituire le pareti più interne con pilastri a sezione quadrata con lato di 0.30 m. Un caso ulteriore, che prevede la sostituzione dei due pilastri interni con setti di lunghezza pari a 2.00 m e spessore di 0.30 m (ed è quindi caratterizzato da un valore elevato del rapporto fra le rigidezze degli elementi strutturali in c.a. e del sistema in muratura, paragonabile a quello dei casi 3 e 4 presi in esame nell'analisi qui illustrata), non risulta invece verificato.

Da quanto si evince da (10), nel caso della muratura armata, si può concludere che l'edificio a struttura mista soddisfa alle verifiche di sicurezza - nelle ipotesi considerate per gli interventi di adeguamento sismico - quando il rapporto percentuale tra le rigidezze degli elementi strutturali in c.a. ed i setti murari, nella direzione in cui risulta applicata l'azione sismica, risulta di valore pari al massimo a poche unità per cento (da 2 a 5%) e quando l'area resistente della muratura è pari almeno al 3% dell'area dell'impalcato.

In definitiva quindi sembra lecito concludere che, perlomeno in casi simili a quelli esaminati, in cui gli spessori e gli interassi dei setti murari e le aree resistenti nelle due direzioni sono al limite dei valori ammessi per le costruzioni semplici, il valore elevato dell'azione sismica di progetto, unitamente alla prescrizione di attribuire tutta l'azione sismica agli elementi in muratura, rendono sostanzialmente impossibile sostituire le pareti in muratura.

7.5. CENNI AL PROGETTO DELLE CONNESSIONI

Come è stato già sottolineato in più occasioni, la normativa non fornisce alcuna indicazione sul progetto e sulla realizzazione delle connessioni tra gli elementi strutturali di diversa tecnologia: si limita infatti ad affermare che ad esse deve essere dedicata particolare cura.

Eppure questi dettagli costruttivi hanno una influenza sostanziale sul comportamento strutturale, così come le connessioni dei setti murari ai solai, in corrispondenza delle quali si realizza il trasferimento degli sforzi generati dall'azione sismica.

Sfortunatamente nemmeno in bibliografia sono reperibili indicazioni sistematiche al riguardo: la progettazione delle connessioni è quindi lasciata alla abilità ed alla sensibilità del progettista, che peraltro deve operare delle scelte su una tematica davvero complicata.

Qualche indicazione può essere trovata nei riferimenti (1, 3, 6, 8): in essi sono infatti riportati alcuni semplici schemi di connessione tra travi, solai e setti murari.

In particolare, in (3) viene trattato nel dettaglio il problema delle costruzioni in muratura armata realizzate in zona sismica e sono fornite alcune indicazioni sulle tipologie dei connettori metallici che possono essere impiegati per collegare travi in acciaio o legno a pareti in muratura.

Dalle normative citate in (2, 4, 5) possono invece essere tratte indicazioni in merito alle connessioni tra elementi strutturali in c.a. e pareti in muratura: sono indicazioni che risalgono a diversi anni or sono, ma conservano, a parere degli scriventi, una qualche utilità pratica.

Non si ritiene opportuno in questa sede fornire prescrizioni precise, in assenza di una verifica sperimentale.

Tuttavia possono essere fornite alcune indicazioni, sia pure di larga massima e non immediatamente operative. Si può infatti affermare che, nella progettazione e costruzione di edifici in struttura mista, occorre:

- distribuire su di un'area adeguata la reazione d'appoggio trasmessa dalle travi, evitando una concentrazione di sforzi non ammissibile. In particolare:
- le travi in carpenteria metallica possono essere rese solidali (mediante bullonatura o saldatura) a profilati inseriti nello spessore della parete e collegati ad essa mediante connettori meccanici o zanche, inseriti all'interno di fori sigillati con formulati a base di resine o prodotti cementizi almeno a ritiro compensato;
- le travi in calcestruzzo devono essere solidarizzate ai cordoli di coronamento della parete;
- ove non siano necessari gli interventi indicati al punto precedente, occorre almeno predisporre una adeguata staffatura del tratto di parete interessato direttamente alla trasmissione dello sforzo;
- se necessario, rinforzare il setto in muratura ordinaria mediante la realizzazione al suo interno di veri e propri pilastri in c.a. mediante perforazione, inserimento di barre e successiva sigillatura con prodotti idonei a base cementizia;
- nel caso di setti in muratura armata, curare i dettagli delle connessioni delle barre d'armatura delle travi alle armature inserite nelle pareti.

7.6. CONCLUSIONI

In questo capitolo è stato illustrato e commentato un paragrafo della nuova normativa sismica il quale introduce la possibilità di eseguire la verifica sismica di (e quindi di realizzare) edifici in struttura mista, cioè con struttura portante costituita in parte da setti in muratura ordinaria o armata ed in parte da elementi strutturali realizzati con altra tecnologia.

Questa possibilità è decisamente interessante: permette infatti di superare la limitata flessibilità distributiva che caratterizza in genere le piante degli edifici con struttura portante interamente in muratura.

Gli edifici in struttura mista trovano quindi per la prima volta una precisa collocazione normativa, e per giunta in una normativa sismica. Tuttavia la formulazione dei criteri che ne definiscono i campi di applicazione e ne regolano le verifiche di sicurezza, appare eccessivamente stringata. Questo soprattutto perché la particolare tipologia strutturale che si considera, pur essendo abbastanza diffusa almeno per interventi sul patrimonio edilizio esistente, non è stata oggetto di studi sistematici, i cui risultati siano reperibili nella letteratura tecnica.

Questa lacuna sussiste per quel che riguarda sia i metodi di analisi dell'interazione tra elementi strutturali di diversa tecnologia ai fini della resistenza ad azioni orizzontali in campo lineare e non lineare, sia la pratica esecutiva, per quel che riguarda i dettagli costruttivi delle connessioni: dettagli peraltro che condizionano in maniera determinante il comportamento strutturale, soprattutto in campo non lineare. Ed è peraltro molto difficile fornire indicazioni precise su queste problematiche, poiché mancano analisi numeriche e sperimentali o soluzioni progettuali di comprovata validità.

I pochi cenni al riguardo contenuti in questo capitolo possono essere comunque di una qualche utilità al progettista.

La possibilità di progettare edifici in struttura mista o di impiegare elementi strutturali di diversa tecnologia nell'adeguamento di costruzioni esistenti in muratura è stata analizzata in maggior dettaglio considerando una serie, sia pure abbastanza limitata, di esempi concreti.

Si è rilevato che la possibilità di impiegare elementi strutturali di diversa tecnologia è ridotta, soprattutto perché la normativa prescrive per gli edifici in struttura mista l'adozione di valori incrementati dell'azione sismica di progetto e di assumere come unici elementi resistenti all'azione sismica i setti in muratura.

In alcuni casi queste prescrizioni appaiono eccessivamente penalizzanti: sarebbe quindi più opportuno proporre una metodologia di analisi più accurata, che permetta di tenere conto delle caratteristiche effettive di deformabilità e duttilità degli elementi strutturali e quindi della loro interazione.

Le verifiche svolte sono parziali: restano infatti da esaminare altri punti, tra cui l'influenza sulle verifiche di sicurezza della posizione e dell'ampiezza delle aperture praticate nei setti murari.

La situazione è ancora più complessa per un'altra classe di edifici, che la normativa congloba in quelli precedentemente definiti: gli edifici con un piano superiore con struttura portante interamente a telaio. Per essi infatti si prescrive un ulteriore incremento del valore dell'azione sismica di progetto, che se è giustificato ai fini del calcolo delle sollecitazioni negli elementi del telaio, appare eccessivamente penalizzante per quel che riguarda le verifiche di sicurezza della parte inferiore in muratura e del tutto ingiustificato per il progetto delle opere di fondazione.

Risulta abbastanza evidente agli scriventi che la normativa non fornisce indicazioni chiare e direttamente operative o soluzioni alle diverse problematiche aperte: in particolare, lo si sottolinea ancora una volta per la sua importanza, in merito alla progettazione delle connessioni alla muratura degli elementi strutturali in altra tecnologia ed alla individuazione degli effettivi meccanismi di interazione.

E' stato peraltro impossibile anche agli scriventi dare dettagliate indicazioni in merito. Pare quindi opportuno suggerire al progettista di limitare al massimo le connessioni e quindi le interazioni, svincolando gli elementi in altra tecnologia dalle pareti in muratura e limitandosi quindi per tali casi a verificare solo la compatibilità delle deformazioni globali.

Queste difficoltà non diminuiscono l'importanza che gli edifici in struttura mista possono assumere nel futuro delle costruzioni.

7.7. BIBLIOGRAFIA

- (1) J.E.Amrhein: *Reinforced Masonry Engineering Handbook*. Masonry Institute of America, Los Angeles, CA, 1978.
- (2) Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia - Segreteria Generale Straordinaria: *Legge Regionale 20 giugno 1977, n. 30 - Recupero statico e funzionale degli edifici*. Documento tecnico n.2 DT2: *Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura*. Gruppo Disciplinare Centrale, maggio 1980.
- (3) R.R.Schneider, W.L.Dickey: *Reinforced Masonry Design*. Cap.11: pp. 336-365, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1980.
- (4) Regione dell'Umbria - Giunta Regionale: *Direttive tecniche di esemplificazione delle metodologie di interventi per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici (art. 38 L.R. 1.7. '81, N. 34)*. Dipartimento per l'Assetto del Territorio, Perugia, 1981.
- (5) Ministero dei Lavori pubblici - Presidenza del Consiglio Superiore - Servizio Tecnico Centrale: *Legge 14.5. '81 N. 219, art. 10: Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma*.
- (6) W.G.Curtin, G.Shaw, J.K.Beck, W.A.Bray: *Structural Masonry Designers' Manual*. Granada Publishing Ltd., Londra, 1982.
- (7) Ministero dei Lavori Pubblici.: *Decreto Ministeriale 20 novembre 1987. Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*. G.U. N.103, 5 dicembre 1987.
- (8) ACI-ASCE Committee 530: *Commentary on Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-88/ASCE 5-88)*, in: *ACI Manual of Concrete Practice 1991, Part 5*: pp. 530R-1/530R-26. American Concrete Institute, Detroit, Michigan, USA, 1991.
- (9) A.Habibullah: *ETABS 6.1- Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*. Computers and Structures, Inc. , University Avenue, Berkeley, California, 94704 USA, 1995.
- (10) G.Righetti: D.M. 16/01/96 - *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche: Una analisi dei problemi che si pongono al progettista nell'applicazione del decreto*. *Murature Oggi*, n.52: pp. 22-35, Settembre 1996.