

Tabella 11.3 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare				
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità			
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_i = D_i/C_i$ )				Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.		
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.	Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.			
	Verifiche (se il ML è accettato)		Dall'analisi. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.				In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	
	Duttile	Verifiche (se il ML è accettato)			Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.
		Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.				Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	
		Verifiche (se il ML è accettato)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.				
Fragile	Se $\rho_i \leq 1$ , dall'analisi.	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.		In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.			
	Se $\rho_i > 1$ , dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.			In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.	

## 11.2.7 Criteri per la scelta dell'intervento

## 11.2.7.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- errori grossolani devono essere eliminati;
- nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;

- una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale;
- è necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura;
- negli edifici in acciaio sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la stabilità locale e flesso-torsionale degli elementi e globale della struttura.

#### 11.2.7.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio;
- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, disposizione di materiali atti ad attenuare gli urti in giunti inadeguati o ampliamento dei medesimi, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli";
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamicatura in c.a. di pareti in laterizio;
- negli edifici in acciaio, incremento della resistenza dei collegamenti;
- negli edifici in acciaio, miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative e nei collegamenti trave-colonna;
- negli edifici in acciaio, introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- demolizione parziale.

#### 11.2.7.3 Elementi non strutturali ed impianti

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10. Si dovrà inoltre tenere conto delle possibili conseguenze di tali interventi sul comportamento degli elementi strutturali.

#### 11.2.8 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento, in accordo ai criteri di cui ai punti 11.2.5.4 e 11.2.5.5;

- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite in generale in accordo al punto 11.2.6, per gli elementi esistenti, modificati e nuovi: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegheranno i valori di calcolo, senza applicare i FC;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.”.

**264)** I sottoparagrafi 11.3.1, 11.3.2, 11.3.3 sono sostituiti come segue:

“11.3.1 Identificazione della geometria, dei dettagli costruttivi e dei materiali

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- a) identificazione del sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;
- b) tessitura dei solai;
- c) dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- d) larghezza delle ali di travi a T;
- e) possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.

Per l'identificazione dei dettagli costruttivi, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- a) quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti;
- b) quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- c) quantità di armatura longitudinale nei solai che contribuisce al momento negativo di travi a T;
- d) lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- e) spessore del copriferro;
- f) lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- a) resistenza del calcestruzzo;
- b) resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

### 11.3.2 Modelli di capacità per la valutazione

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- “duttili”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri e pareti ed i nodi;

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

#### 11.3.2.1 Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”)  $\theta$  della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio  $L_v = M/V$ . Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

SL di CO

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come ad esempio riportato in allegato 11.A.

SL di DS

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale SL,  $\theta_{SD}$ , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ .

SL di DL

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento,  $\theta_y$ , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri} \quad (11.1a)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,125 \frac{L_V}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti} \quad (11.1b)$$

dove  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento della sezione terminale,  $h$  l'altezza della sezione,  $d_b$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

### 11.3.2.2 Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio  $V_R$  si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, con le resistenze dei materiali ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

### 11.3.2.3 Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al punto 5.4.3.1. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono:

per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left( \frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left( \frac{V_n}{A_g} \right)^2} \right| \leq 0,3 \sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (11.2)$$

per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left( \frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left( \frac{V_n}{A_g} \right)^2} \leq 0,5 f_c \quad (11.3)$$

dove  $N$  indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore,  $V_n$  indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave,  $A_g$  indica la sezione orizzontale del nodo. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.”.

**265)** Il sottoparagrafo 11.3.4 è rinumerato come 11.3.3 e i punti 11.3.4.1, 11.3.4.2, 11.3.4.3 sono rinumerati come 11.3.3.1, 11.3.3.2, 11.3.3.3

- 266) Al termine dell'ultimo punto elenco del punto 11.3.3.1 (ex 11.3.4.1) dopo la parola "sezione" aggiungere "se le differenze tra i due materiali non sono eccessive"
- 267) Al termine del punto 11.3.3.1 (ex 11.3.4.1) aggiungere:  
 "I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di  $\tilde{V}_R$ , divisa anche per il coefficiente parziale; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.  
 I valori da impiegare per le resistenze dei materiali nel calcolo del valore di  $\tilde{M}_y$  da usare per la valutazione del taglio agente su elementi/meccanismi fragili saranno: a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, moltiplicata per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, il valore caratteristico della resistenza."
- 268) Al primo capoverso del punto ex 11.3.4.2 (ora 11.3.3.2) dopo "applicare" aggiungere: "principalmente".
- 269) Al punto ex 11.3.4.2 (ora 11.3.3.2) aggiungere il seguente ulteriore punto elenco:
- aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento, espressione (11.9)).
- 270) Nella formula 11.8 del punto ex 11.3.4.2 (ora 11.3.3.2) sostituire: " $\alpha$ " con " $\alpha_t$ "
- 271) All'ultimo capoverso del punto Aumento della resistenza a taglio del punto ex 11.3.4.2 (ora 11.3.3.2) dopo "...continue)" aggiungere: "e  $f_{yw}$  è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio,  $\alpha_t$  è l'inclinazione delle fessure per taglio."
- 272) La sezione Azione di confinamento del punto ex 11.3.4.2 (ora 11.3.3.2) è sostituito come segue:

"Azione di confinamento

L'effetto di confinamento di una camicia in acciaio si valuta come per le staffe, con riferimento al percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del conglomerato confinato possono essere impiegate espressioni di comprovata validità, come ad esempio le seguenti:

- per la resistenza del conglomerato confinato:

$$f_{cc} = f_c \left[ 1 + 3,7 \left( \frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad (11.9)$$

dove  $\rho_s$  è il rapporto volumetrico di armatura trasversale, pari a  $\rho_s = 2 (b+h) t_s / (b h)$  nel caso di camicie continue ( $t_s$  = spessore della camicia,  $b$  e  $h$  = dimensioni della sezione) e pari a  $\rho_s = 2 A_s (b+h) / (b h s)$  nel caso di bande discontinue ( $A_s$  = area trasversale della banda,  $s$  = passo delle bande),  $\alpha_n$  ed  $\alpha_s$  sono, rispettivamente, i fattori di efficienza del confinamento nella sezione e lungo l'elemento, dati da:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b - 2R)^2 + (h - 2R)^2}{3bh} \quad (11.10a)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s - hs}{2b}\right) \left(1 - \frac{s - hs}{2h}\right) \quad (11.10b)$$

dove  $R$  è il raggio di arrotondamento (eventuale) degli spigoli della sezione (in presenza di angolari  $R$  può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e 5 volte lo spessore degli stessi),  $b$ ,  $h$  sono le dimensioni della sezione ed  $h_s$  è l'altezza delle bande discontinue (se la camicia è continua si assume  $h_s=s$ ).

- per la deformazione ultima del conglomerato confinato:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{0,5\alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}} \quad (11.11)$$

Nelle due equazioni precedenti i valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: a) per il calcestruzzo esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; b) per l'acciaio della camicia, la resistenza di calcolo."

**273)** Al punto ex 11.3.4.3 (ora 11.3.3.3) al secondo punto elenco dopo la parola "duttilità" aggiungere "e/o della resistenza".

**274)** Al punto ex 11.3.4.3 (ora 11.3.3.3) all'ultimo capoverso sostituire "le procedure e le formule riportate nell'allegato 11.B" con "le Istruzioni CNR-DT 200/04".

**275)** I paragrafi 11.4.1 e 11.4.2 sono sostituiti come segue:

#### 11.4.1 Identificazione della geometria, dei dettagli costruttivi e dei materiali

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- identificazione del sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;
- identificazione dei diaframmi orizzontali;
- forma originale dei profili e dimensioni fisiche;
- area sezionale esistente, moduli di sezione, momenti d'inerzia, e proprietà torsionali nelle sezioni critiche.

Per l'identificazione dei dettagli, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- posizione e dimensione dei bulloni, dimensioni e spessori delle saldature nelle zone critiche di collegamento.

Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- resistenza del calcestruzzo;
- resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

**276)** Il sottoparagrafo 11.4.3 è rinumerato come 11.4.2. Il titolo è sostituito con "Modelli per la valutazione di capacità", come primo capoverso aggiungere: "Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in duttili o fragili in funzione della modalità di collasso"

**277)** Il sottoparagrafo 11.4.3.1 è rinumerato come 11.4.2.1, al punto SL di DS prima di "rotazione" aggiungere "capacità di" e sostituire " $\theta_{SD}$ " con " $\theta_{DS}$ ", al punto SL di DL prima di "rotazione" aggiungere "capacità di" e rinumerare la formula "(11.1)" con "(11.12)", all'ultimo capoverso sostituire "11.C" con "11.B"

**278)** Il paragrafo 11.5 è sostituito come segue:

#### "11.5 Valutazione della sicurezza di edifici in muratura"

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto contenuta nelle presenti norme.

Le norme forniscono gli strumenti per la valutazione di singoli edifici ed i risultati non sono estendibili a edifici diversi pur appartenenti alla stessa tipologia.

Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni (con le integrazioni specificate nel seguito), è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.

Nell'effettuare la valutazione si terrà conto dell'esperienza, se disponibile, derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici.

#### 11.5.1 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite definiti ai punti 2.1 e 2.2, ovvero lo SL di danno, cui si associano danni alla struttura di modesta entità, e lo SL ultimo, corrispondente a danni importanti negli elementi strutturali. Si assume convenzionalmente che il soddisfacimento della verifica allo SL ultimo implichi anche la sicurezza nei riguardi del collasso, considerata nel caso di edifici in cemento armato e in acciaio.

I relativi metodi per l'analisi e le verifiche di sicurezza sono descritti nel seguito (punti 11.5.4 e 11.5.5).

Per il calcolo delle capacità degli elementi si utilizzano i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti, come ottenuti dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il Fattore di Confidenza, come definito in 11.5.3 ed in Tabella 11.5.1, in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

#### 11.5.2 Dati necessari e identificazione del livello di conoscenza

La conoscenza dell'edificio in muratura oggetto della verifica risulta di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche, e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte l'edificio, a seconda della ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

Il piano delle indagini fa comunque parte sia della fase diagnostica che del progetto vero e proprio, e dovrà essere predisposto nell'ambito di un quadro generale volto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse.

##### 11.5.2.1 Geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola da operazioni di rilievo.

Tale operazione comprende il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura e di eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo verrà effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Dovrà inoltre essere rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando ciascuna lesione secondo la tipologia (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, ...), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, ...). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

##### 11.5.2.2 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;

- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali, ...), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, ...).

Si distinguono:

*Verifiche in-situ limitate:* sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, di regola, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura.

In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, dovranno comunque essere assunte, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.

*Verifiche in-situ estese ed esaustive:* sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, di regola, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) dovrà estendersi in modo sistematico all'intero edificio.

### 11.5.2.3 Proprietà dei materiali

Particolare attenzione dovrà essere riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto.

Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Malte e pietre si preleveranno in situ, avendo cura di prelevare le malte all'interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario).

Si distinguono:

*Indagini in-situ limitate:* servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia corrispondente nella tabella 11.D.1 dell'allegato 11.D.

Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi saranno condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie.

Dovrà essere valutata, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Dovrà essere valutata la capacità degli elementi murari ad assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni sismiche, valutandone la qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

*Indagini in-situ estese:* le indagini di cui al punto precedente devono essere effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato...), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) sono richieste per verificare la corrispondenza della muratura

alle tipologie definite nella tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D. E' richiesta una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, ...) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sull'edificio oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altri edifici presenti nella zona dell'edificio. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

#### Indagini in-situ esaustive:

servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. Si richiede, in aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, di effettuare una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura.

La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio).

Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in sostituzione di quelli sopra descritti.

Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sull'edificio oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altri edifici presenti nella zona dell'edificio. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

I risultati delle prove devono essere esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto, e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. L'uso dei risultati delle prove sarà utilizzato in combinazione con quanto riportato nella tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D, secondo quanto descritto al punto 11.5.3 seguente.

Le Regioni possono definire, ad integrazione della tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D, tabelle specifiche per le tipologie murarie ricorrenti sul territorio regionale.

#### 11.5.3 Livelli di conoscenza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si definiscono i valori dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue. Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali. Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

Tabella 11.5.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo strutturale	Limitate verifiche in-situ	Limitate indagini in-situ	Tutti	1.35
LC2		Estese ed esaustive verifiche in-situ	Estese indagini in-situ	Tutti	1.20
LC3			Esaustive indagini in-situ	Tutti	1.00

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici verranno definiti come segue:

LC1 - Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D per la tipologia muraria in considerazione; moduli elastici: i minimi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

LC2 - Resistenze: medie degli intervalli riportati in tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D per la tipologia muraria in considerazione; moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3 - caso a) Nel caso siano disponibili tre valori sperimentali di resistenza. Resistenze: media dei risultati delle prove; moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D per la tipologia muraria in considerazione.

LC3 - caso b) Nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza. Se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D per la tipologia muraria in considerazione si assumerà come resistenza il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assumerà quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà come valore medio il valore medio sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso LC3 - caso a.

LC3 - caso c) Nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza. Se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella 11.D.1 dell'Allegato 11.D per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assumerà come resistenza il valore medio dell'intervallo. Se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà come valore medio il valore sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso LC3 - caso a.

#### 11.5.4 Valutazione della sicurezza

##### 11.5.4.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Vale quanto riportato ai punti 2.5 e 4.7.

##### 11.5.4.2 Azione sismica

Per gli SL ultimo e di danno l'azione sismica è definita nel capitolo 3. Nel caso di verifica con analisi lineare ed impiego del fattore  $q$ , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

$$q = 2.0 \alpha_n / \alpha_1 \text{ per edifici regolari in elevazione}$$

$$q = 1.5 \alpha_n / \alpha_1 \text{ negli altri casi}$$

in cui  $\alpha_n$  e  $\alpha_1$  sono definiti al punto 8.1.3. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto  $\alpha_n / \alpha_1$  pari a 1.5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al punto 4.3.1, in cui il requisito d) deve essere sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano.

##### 11.5.4.3 Modellazione della struttura

La valutazione della sicurezza andrà eseguita con riferimento al comportamento sismico globale, attraverso i criteri di modellazione e verifica definiti ai punti 4.4 (modellazione), 8.1.5 (metodi di analisi) e 8.2.2 (verifiche di sicurezza), assunte le precisazioni al punto 11.5.8 (modelli di capacità per la valutazione).

Per gli edifici esistenti in muratura emergono tuttavia alcune particolarità che devono essere opportunamente considerate, con riferimento alla modellazione strutturale. In particolare, in presenza di edifici in aggregato, caso tipico nei centri storici, e di edifici a struttura mista, frutto di sistemi costruttivi relativamente moderni o di trasformazioni successive recenti, i metodi sopra indicati non sempre sono adeguati ed è opportuno procedere ad una appropriata modellazione.

Inoltre, per ogni edificio in muratura deve essere considerata l'eventualità che si verifichino meccanismi locali di collasso, rispetto ai quali è opportuno eseguire una verifica di sicurezza.

#### 11.5.4.3.1 Meccanismi locali

Negli antichi edifici in muratura sono spesso assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti, a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, collassi parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi...). È obbligatorio valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi.

Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura ma dalla sua geometria e dai vincoli.

Nonostante le costruzioni in muratura presentino una grande varietà per tipologie, dimensioni e materiali, l'osservazione dei danni a seguito di eventi sismici ha mostrato meccanismi locali ricorrenti, a cui fare riferimento per le verifiche. Ai punti 11.5.4.4 e 11.5.5 sono indicati i criteri per la verifica sismica dei meccanismi locali.

#### 11.5.4.3.2 Aggregati edilizi

Un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, etc.). Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto perciò delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso. A tal fine dovrà essere individuata, in via preliminare, l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

Ove necessario, tale analisi preliminare dovrà considerare l'intero aggregato, al fine di individuare le relative connessioni spaziali fondamentali, con particolare attenzione al contesto ed ai meccanismi di giustapposizione e di sovrapposizione. In particolare, il processo di indagine sugli aggregati edilizi si dovrebbe sviluppare attraverso l'individuazione di diversi strati d'informazione:

- i rapporti tra i processi di aggregazione ed organizzazione dei tessuti edilizi e l'evoluzione del sistema viario;
- i principali eventi che hanno influito sugli aspetti morfologici del costruito storico (fonti storiche);
- la morfologia delle strade (andamento, larghezza, flessi planimetrici e disassamenti dei fronti edilizi);
- la disposizione e la gerarchia dei cortili (con accesso diretto o da androne) ed il posizionamento delle scale esterne;
- l'allineamento delle pareti; verifiche di ortogonalità rispetto ai percorsi viari; individuazione dei prolungamenti, delle rotazioni, delle intersezioni e degli slittamenti degli assi delle pareti (ciò aiuta ad identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e quindi a definire il loro grado di connessione);
- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie, nonché i rapporti di regolarità, ripetizione, modularità, ai diversi piani (ciò consente di distinguere le cellule originarie da quelle dovute a saturazione successiva);
- la forma e la posizione delle bucaure nei muri di prospetto: assialità, simmetria, ripetizione (ciò consente di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi, nonché di rivelare le modificazioni avvenute nel tempo);
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai sottostanti, lo sfalsamento di quota tra solai contigui (ciò fornisce indicazioni sia per ricercare possibili fonti di danno in rapporto ai carichi verticali e sismici, sia per affinare l'interpretazione dei meccanismi di aggregazione).

Per la individuazione dell'US da considerare si terrà conto principalmente della unitarietà del comportamento strutturale di tale porzione di aggregato nei confronti dei carichi, sia statici che dinamici. A tal fine è importante rilevare la tipologia costruttiva ed il permanere degli elementi caratterizzanti, in modo da indirizzare il progetto degli interventi verso soluzioni congruenti con l'originaria configurazione strutturale.

L'individuazione dell'US va comunque eseguita caso per caso, in ragione della forma del sistema edilizio di riferimento a cui appartiene l'US (composta da una o più unità immobiliari), della qualità e consistenza degli interventi previsti e

con il criterio di minimizzare la frammentazione in interventi singoli. Il progettista potrà quindi definire la dimensione operativa minima, che talora potrà riguardare l'insieme delle unità immobiliari costituenti il sistema, ed in alcuni casi porzioni più o meno estese del contesto urbano.

L'US dovrà comunque avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse.

Tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti si dovranno considerare: carichi (sia verticali che orizzontali, in presenza di sisma) provenienti da solai o da pareti di US adiacenti; spinte di archi e volte appartenenti ad US contigue; spinte provenienti da archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici. La rappresentazione dell'US attraverso piante, alzati e sezioni permetterà di valutare la diffusione delle sollecitazioni e l'interazione fra le US contigue.

Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti; effetti locali causati da prospetti non allineati, o da differenze di altezza o di rigidità tra US adiacenti, azioni di ribaltamento e di traslazione che interessano le pareti nelle US di testata delle tipologie seriali (schiere).

Dovrà essere considerato inoltre il possibile martellamento nei giunti tra US adiacenti.

L'analisi di una unità strutturale secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, senza una adeguata modellazione oppure con una modellazione approssimata dell'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti assume un significato convenzionale. Di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale dell'US possa essere verificata attraverso metodologie semplificate, come descritto al punto 11.5.5.1.

#### 11.5.4.3.3 Edifici misti

Nel costruito esistente alcune tipologie di edifici possono essere classificate come miste. In particolare:

- edifici i cui muri perimetrali siano in muratura portante e la struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio, in c.a. o acciaio);
- edifici in muratura che abbiano subito sopraelevazioni, il cui sistema strutturale sia, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio sopraelevati in muratura;
- edifici che hanno subito ampliamenti in pianta, il cui il sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello esistente in muratura.

Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano adeguatamente in considerazione le particolarità strutturali identificate.

#### 11.5.4.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica devono essere combinati con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3.

La risposta sismica globale può essere valutata con uno dei metodi di cui al punto 4.5, con le precisazioni e restrizioni indicate ai punti 8.1.5, 8.2.2 e 11.5.8.

Nella modellazione di edifici esistenti possono essere considerate le travi di accoppiamento in muratura quando siano verificate tutte le seguenti condizioni:

- la trave sia efficacemente ammorsata alle pareti che la sostengono;
- la trave sia sorretta da un architrave strutturalmente efficace;
- si possa instaurare nella trave un meccanismo resistente a puntone diagonale, che richiede quindi la possibilità di equilibrarne la componente orizzontale di compressione (ad esempio mediante la presenza di una catena o di un elemento resistente a trazione in prossimità della trave).

Nel caso si evidenzii la necessità di analizzare la risposta nei riguardi di meccanismi locali (punto 11.5.4.3.1) sarà necessario procedere con modelli adeguati, ad esempio quelli che fanno uso dei teoremi dell'analisi limite delle strutture murarie.

In Allegato 11.C è proposto un metodo basato su tale approccio, nella forma cinematica, particolarizzato all'esecuzione di un'analisi sismica. Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso

una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare). Le corrispondenti verifiche si possono effettuare in analogia a quelle previste per i metodi indicati ai punti 4.5.2 e 4.5.4.

#### 11.5.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6.

#### 11.5.5 Verifiche di sicurezza

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, si applica quanto prescritto ai punti 8.1.6 e 8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria, con le integrazioni al punto 11.5.8.

Per gli edifici in aggregato sono in alternativa applicabili i metodi descritti al punto 11.5.5.1.

Sono inoltre obbligatorie le verifiche dei meccanismi locali significativi, in particolare con la finalità di garantire la sicurezza nei riguardi dello SL ultimo. Un possibile criterio di verifica è proposto in Allegato 11.C.

##### 11.5.5.1 Verifica globale semplificata per gli edifici in aggregati edilizi

Nel caso di solai sufficientemente rigidi, la verifica convenzionale allo SLU e allo SLD di un edificio (unità strutturale) in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali (es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto a tutte le US adiacenti), l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si procederà all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari che costituiscono l'edificio, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete. In questo caso l'analisi e le verifiche di ogni singola parete seguiranno i criteri esposti ai punti 8.1.6 e 8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria di nuova costruzione, con le integrazioni riportate al punto 11.5.8.

#### 11.5.6 Criteri per la scelta dell'intervento

##### 11.5.6.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- Murature di qualità insufficiente a sopportare le azioni verticali ed orizzontali cui sono sottoposte devono essere adeguatamente consolidate o sostituite.
- Collegamenti inadeguati tra solai e pareti o tra copertura e pareti devono essere resi efficaci.
- Sono auspicabili interventi di collegamento fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate.
- Le spinte non contrastate di coperture, archi e volte devono essere ridotte o eliminate attraverso idonei dispositivi.
- Elementi a forte vulnerabilità sui quali non sia possibile intervenire devono essere eliminati.
- Nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidezza), sono auspicabili interventi che correggano tale sfavorevole situazione.

- *La trasformazione di solai flessibili in solai rigidi comporta una diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti, che può rilevarsi favorevole o sfavorevole in funzione della geometria della struttura. Di ciò se ne dovrà adeguatamente tenere conto nella modellazione e nelle analisi.*
- *Sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi.*
- *È necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura.*

#### 11.5.6.2 Tipo di intervento

*L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a combinazioni di esse (elenco indicativo, non esaustivo e non prescrittivo)*

- *Rinforzo, sostituzione o ricostruzione di parte degli elementi;*
- *Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, nuovi setti murari, controventi in acciaio, cordoli di incatenamento per strutture murarie, incatenamenti di volte o di strutture spingenti;*
- *Modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi di fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli", irrigidimento di solai;*
- *Eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali;*
- *Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;*
- *Riduzione delle masse;*
- *Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;*
- *Demolizione parziale o totale.*

*Si rimanda all'allegato 11.E per disposizioni più specifiche sui criteri relativi agli interventi di consolidamento di edifici in muratura.*

*Nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi (FRP), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/2004.*

#### 11.5.6.3 Elementi non strutturali ed impianti

*Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio.*

*Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.*

#### 11.5.7 Progetto dell'intervento

*Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:*

- *scelta motivata del tipo di intervento;*
- *scelta delle tecniche e/o dei materiali;*
- *dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;*
- *analisi strutturale con i metodi ammessi al punto 11.5.4 considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;*
- *le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, ovvero, per gli elementi di nuova costruzione, in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;*
- *nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.*

### 11.5.8 Modelli di capacità per la valutazione

#### 11.5.8.1 Pareti murarie

Si utilizzano i modelli descritti al punto 8.2.2, con le seguenti precisazioni e prescrizioni. Nel caso di analisi elastica con il fattore  $q$ , i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

Nel caso di muratura ordinaria, in sostituzione dell'equazione 8.3, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = 1 \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = 1 \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (11.13)$$

dove

$l$  è la lunghezza del pannello

$t$  è lo spessore del pannello

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P/A$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione)

$f_{td}$  e  $\tau_{0d}$  sono rispettivamente i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_t = 1.5 \tau_0$ )

$b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza del pannello.

Nel caso di analisi non lineare, lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0.4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0.6%, nel caso di rottura per pressoflessione.

#### 11.5.8.2 Solai

La rigidezza e la resistenza di solai in ciascuna delle due direzioni dovrà essere valutata e considerata nel modello. I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel caso in cui rispettino quanto indicato ai punti 4.11.1.5 e 8.1.5.2, salvo valutazioni più accurate da parte del progettista.

### 11.5.9 Modelli di capacità per il rinforzo

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati, dovranno essere giustificati dal progettista. I fattori di confidenza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo 11. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura senza ricorrere a verifiche sperimentali comporterà l'utilizzo di fattori di confidenza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

#### 11.5.10 Edifici semplici

È consentito applicare le norme semplificate di cui al punto 8.1.9, utilizzando al posto della resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  il valore medio  $f_m$ , diviso per il fattore di confidenza. Oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, è necessario che risulti verificato quanto segue:

- a) Le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate
- b) I solai siano ben collegati alle pareti
- c) Tutte le aperture siano dotate di architravi dotate di resistenza flessionale
- d) Tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali
- e) Tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati
- f) Le murature non siano a sacco o a doppio paramento, ed in generale di cattiva qualità e scarsa resistenza (es. muratura in foratoni, o con spessori chiaramente insufficienti).".

**279)** Dopo il paragrafo 11.5 aggiungere:

“11.6 Edifici in zona 4

Gli edifici esistenti in zona 4 possono essere verificati applicando le regole valide per la progettazione “non sismica”, considerando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), secondo la combinazione di azioni di cui all’espressione (3.9). L’ordinata spettrale  $S_d(T_1)$  dovrà essere assunta pari ai seguenti valori:

- per edifici con struttura in cemento armato, in acciaio e composta acciaio – calcestruzzo  
 $S_d(T_1) = 0,05g$
- per edifici in muratura ordinaria  
 $S_d(T_1) = 0,08g$
- per edifici in muratura armata  
 $S_d(T_1) = 0,05g$

Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo, applicando i fattori di confidenza di cui alla tabella 11.1, per edifici con struttura in cemento armato o acciaio ed alla tabella 11.5.1 per edifici con struttura in muratura. Per gli elementi fragili vanno applicati anche i coefficienti parziali di sicurezza dei relativi materiali.”.

**280)** Gli allegati 11.A, 11.B, 11.C sono sostituiti come segue:

“ALLEGATO 11.A – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante le seguenti formule:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega)}{\max(0,01; \omega')} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{p_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (11.A.1)$$

dove  $\gamma_{el} = 1.5$  per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti in 4.3.2),  $h$  è l’altezza della sezione,  $v = N/(A_c f_c)$  è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione  $A_c$ ,  $\omega = A_s f_y / (b h f_c)$  e  $\omega' = A'_s f_y / (b h f_c)$  percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione ( $b, h =$  base ed altezza della sezione), rispettivamente, (nelle pareti tutta l’armatura longitudinale d’anima è da includere nella percentuale in trazione),  $f_c, f_y$  e  $f_{yw}$  sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell’acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto,  $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  la percentuale di armatura

trasversale ( $s_h$  = interasse delle staffe nella zona critica),  $\rho_d$  la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,  $\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (11.A.2)$$

( $b_o$  e  $h_o$  dimensioni della nucleo confinato,  $b_i$  distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti oppure in caso di acciaio incrudente il valore dato dall'espressione (11.A.1) deve essere diviso per 1.6. Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico il valore dato dall'espressione (11.A.1) deve essere moltiplicato per 0.85.

In presenza di barre lisce e di condizioni di ancoraggio insoddisfacenti il valore dato dall'espressione (11.A.1) deve essere moltiplicato per 0.575.

In alternativa per la valutazione di  $\theta_u$  si può usare la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_v}\right) \right) \quad (11.A.3)$$

dove  $\theta_y$  è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita in (11.1a) e (11.1b),  $\phi_u$  è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%),  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento  $\epsilon_{sy}$ ,  $L_{pl}$  è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (11.A.4)$$

dove  $h$  è l'altezza della sezione,  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

#### ALLEGATO 11.B – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando le non linearità geometriche e meccaniche del materiale, ovvero mediante il metodo che segue.

Innanzitutto si rileva che la capacità di rotazione plastica delle travi e dei pilastri dipende dai rapporti larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione trasversale, dall'entità dello sforzo normale e dal gradiente di tensione longitudinale nel tratto di estremità dell'elemento strutturale in cui è attesa la formazione di una cerniera plastica. La possibilità di un elemento strutturale di sviluppare completamente o solo parzialmente la capacità di deformazione plastica che esso possiede dipende dal grado di sovrarresistenza dei collegamenti tra zone non dissipative e zone dissipative. A tal proposito si distinguono tre casi:

- collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità;

- collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità;
- collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

#### Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. Tale condizione risulta soddisfatta quando:

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} S M_{e,Rd} \quad (11.B.1)$$

dove:

- $M_{j,Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto del collegamento;
- $M_{e,Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto dell'elemento strutturale collegato valutata considerando la eventuale interazione con lo sforzo normale;
- $\gamma_{ov}$  è il grado di sovrarresistenza che l'elemento strutturale è in grado di sviluppare fino alla instabilità della flangia compressa. Tale grado di sovrarresistenza può essere valutato con la tabella riportata al par. 6.2 e con le formule 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5.

In tali collegamenti la plasticizzazione impegna esclusivamente l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

#### Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato, ma non tale da consentire il completo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. In tal caso, risulta:

$$M_{e,Rd} \leq M_{j,Rd} < \gamma_{ov} S M_{e,Rd} \quad (11.B.2)$$

In tali collegamenti la eventuale plasticizzazione impegna sia il collegamento che l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

#### Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

Si definiscono collegamenti a parziale ripristino di resistenza, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale. In tal caso, risulta:

$$M_{j,Rd} < M_{e,Rd} \quad (11.B.3)$$

In questo caso, la plasticizzazione interessa esclusivamente il collegamento.

#### Valutazione delle rotazioni ultime

La rotazione in condizioni ultime di una cerniera plastica può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$\theta_u = R\theta_y = R \frac{M_{e,Rd} L_V}{2EI} \quad (11.B.4)$$

dove  $I$  è il momento d'inerzia dell'elemento strutturale collegato ed  $R$  è la capacità rotazionale.

La capacità rotazionale dell'elemento strutturale collegato dipende dalla sovraresistenza che il collegamento è in grado di sviluppare. Nel caso di collegamenti a completo ripristino di resistenza, tale sovraresistenza è data da:

$$s^* = \min\{\gamma_{ov}s, M_{j,Rd}/M_{e,Rd}\}$$

- quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa ancora in campo elastico, ossia

quando  $\frac{s^* - 1}{2} \leq \rho \leq 0.3$ , risulta:

$$R = \frac{1}{s^* - \rho} \left\{ (1 - \rho) + \frac{s^* - 1}{1 - \rho} \left[ (1 - 2\rho) + \frac{\epsilon_h}{\epsilon_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1 \quad (11.B.5)$$

- quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa in campo plastico, ossia quando

$\rho < \frac{s^* - 1}{2}$ , risulta:

$$R = \frac{1}{(s^* - \rho)(1 - \rho)} \left\{ [1 + \rho^2 - 2\rho(s^* - 1)] + 2 \frac{\epsilon_h}{\epsilon_y} (s^* - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s^* - \rho - 1) + (s^* - 2\rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1 \quad (11.B.6)$$

Nelle formule precedenti  $\rho$  rappresenta il rapporto fra sforzo normale di progetto e sforzo normale plastico, definito nel capitolo 6, punto 6.5.3.1. Nel caso in cui risulti  $s^* \leq 1$  si assume, in via cautelativa,  $R = 0$ .

In particolare, tale assunzione riguarda il caso dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza. In questo caso, in assenza di procedure teoriche per la valutazione della capacità rotazionale dei collegamenti, si ritiene lecito assumere un valore non nullo della stessa a condizione che esso sia provato a mezzo di idonee prove sperimentali.

Ai fini della applicazione delle relazioni suddette, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, le proprietà inelastiche del materiale possono essere valutate in accordo con la Tabella seguente:

	<b>Fe360</b>	<b>Fe430</b>	<b>Fe510</b>
$\epsilon_h/\epsilon_y$	12.30	11.00	9.80
$E/E_h$	37.50	42.80	48.20
$E/E_r$	19.25	21.90	24.60

## ALLEGATO 11.C – ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore  $\alpha$ , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento  $d_k$  di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ( $\alpha=0$ ). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$ , che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$  al crescere dello spostamento  $d_k$  di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione  $a^*$  e spostamento  $d^*$  spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è possibile considerare, in forma approssimata: a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; c) la presenza di catene metalliche; d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

### Analisi cinematica lineare

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_0$  dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale  $\theta_k$  al generico blocco  $k$ , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore  $\alpha_0$  si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (11.C.1)$$

dove:

$n$  è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

$m$  è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

$o$  è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

$P_i$  è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

$P_j$  è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $j$ -esimo peso  $P_j$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ , assunto positivo se verso l'alto;

$F_h$  è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

$\delta_h$  è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la  $h$ -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

$L_{fi}$  è il lavoro di eventuali forze interne.

### Analisi cinematica non lineare

Legame moltiplicatore  $\alpha$  - spostamento generalizzato

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento  $d_k$  di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore  $\alpha$ , in corrispondenza dello spostamento  $d_{k,0}$ .

In corrispondenza di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi, il valore del moltiplicatore  $\alpha$  può essere valutato utilizzando l'equazione (11.C.1), riferendosi alla geometria variata. L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-

numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento  $d_{k,0}$  per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0 (1 - d_k / d_{k,0}) \quad (11.C.2)$$

Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita  $\theta_{k,0}$ , applicando il Principio dei Lavori Virtuali attraverso la (11.C.1), avendo posto  $\alpha=0$ , e ricavando da tale equazione, in genere non lineare, l'incognita  $\theta_{k,0}$ .

Nel caso in cui si tenga in conto la progressiva variazione delle forze esterne con l'evolversi del cinematismo (ad esempio si consideri l'allungamento di una catena), la curva potrà essere assunta lineare a tratti, valutandola in corrispondenza degli spostamenti per cui si verificano eventi significativi (ad esempio: snervamento della catena, rottura della catena, ecc.).

*Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)*

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi in funzione dello spostamento  $d_k$  del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione  $a^*$  e lo spostamento  $d^*$ .

La massa partecipante al cinematismo  $M^*$  può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (11.C.3)$$

dove:

$n+m$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ .

L'accelerazione sismica spettrale  $a^*$  si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore  $\alpha$  e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_0 g}{e^*} \quad (11.C.4)$$

dove:

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$  è la frazione di massa partecipante della struttura.

Lo spostamento spettrale  $d^*$  dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi  $P_i$ , pesato sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo  $d_k$

è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (11.C.5)$$

dove:

$n$ ,  $m$ ,  $P_i$ ,  $\delta_{x,i}$  sono definiti come sopra e  $\delta_{x,k}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto  $k$ , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento  $d_k$ .

Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (11.C.2), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* (1 - d^* / d_0^*) \quad (11.C.6)$$

dove:  $d_0^*$  è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento  $d_{k,0}$ .

Nel caso in cui siano presenti le forze esterne di entità variabile, la curva sarà di norma assunta lineare a tratti.

La resistenza e la capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (punti 2.1, 2.2) verrà valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- stato limite di danno: dalla accelerazione spettrale  $a_0^*$ , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- stato limite ultimo: dallo spostamento spettrale  $d_u^*$ , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti: a) il 40% dello spostamento per cui si annulla il moltiplicatore  $\alpha$ , valutato su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso; b) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

### Verifiche di sicurezza

#### Stato limite di danno

La verifica di sicurezza nei confronti dello SL di Danno (SLD) è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione dello spettro elastico definito nel punto 3.2.6, valutata per  $T=0$ , opportunamente amplificata per considerare la quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo :

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{2.5} \left( 1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right) \quad (11.C.7)$$

dove:  $a_g$  e  $S$  sono definiti ai punti 3.2.1 e 3.2.3;

$Z$  è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle forze peso le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica del meccanismo, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

$H$  è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione.

Nel caso di meccanismi locali, lo stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta.

Stato limite ultimo

La verifica allo SL ultimo (SLU) dei meccanismi locali, imprescindibile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso, potrà essere svolta con uno dei criteri seguenti.

Verifica semplificata con fattore di struttura  $q$  (analisi cinematica lineare)

La verifica di sicurezza nei confronti dello SL ultimo (SLU) è soddisfatta se l'accelerazione spettrale  $a_0^*$  che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right) \quad (11.C.8)$$

in cui  $a_g$  e  $S$  sono definiti ai punti 3.2.1 e 3.2.3,  $Z$  e  $H$  sono definite come al punto precedente e  $q$  è il fattore di struttura uguale a 2.0.

Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello SL ultimo (SLU) consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo  $d_u^*$  del meccanismo locale e la domanda di spostamento  $\Delta_d$ , valutata attraverso uno spettro definito in analogia a quello utilizzato per la verifica degli elementi non strutturali (punto 4.9), in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ . Definito lo spostamento  $d_s^* = 0.4d_u^*$  ed individuata sulla curva di capacità (vedi paragrafo "Analisi cinematica non lineare") l'accelerazione  $a_s^*$ , corrispondente allo spostamento  $d_s^*$ , il periodo

secante è calcolato come  $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$ . La domanda di spostamento  $\Delta_d(T_s)$  sarà così ottenuta:

$$\begin{aligned} T_s < 1.5T_1 & \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{T_s^2}{4\pi^2} \left( \frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_s/T_1)^2} - 0.5 \right) \\ 1.5T_1 \leq T_s < T_D & \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{1.5T_1 T_s}{4\pi^2} \left( 1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right) \\ T_D \leq T_s & \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{1.5T_1 T_D}{4\pi^2} \left( 1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right) \end{aligned} \quad (11.C.9)$$

dove:

$a_g$ ,  $S$  e  $T_D$  sono definiti ai punti 3.2.1 e 3.2.3,

$T_1$  è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata,

$Z$  e  $H$  sono definite come al punto Stato limite di danno.

La verifica di sicurezza è soddisfatta se lo spostamento ultimo rispetta la relazione  $\Delta_d \leq d_u^*$ .

281) Dopo l'allegato 11.C aggiungere:

“ALLEGATO 11.D – TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE

Tabella 11.D.1 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 1440	170 240	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24,0 32,0	2800 3600	560 720	15
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	14

$f_m$  = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura

$E$  = valore medio del modulo di elasticità normale

$G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale

$w$  = peso specifico medio della muratura

Nella Tabella 11.D.1 sono indicati i valori di riferimento da adottarsi nelle analisi, secondo quanto indicato al punto 11.5.3 in funzione del livello di conoscenza acquisito.

Il riconoscimento della tipologia muraria deve essere condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (punto 11.5.2.2). E' noto che la muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e

materiali impiegati ed un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico; le Regioni possono definire, come già indicato (punto 11.5.2.3), tabelle specifiche nelle quali sia meglio rappresentata la varietà tipologica e le corrispondenti caratteristiche meccaniche delle murature presenti sul proprio territorio.

I valori indicati nella Tabella 11.D.1 sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella 11.D.1, applicando i coefficienti indicati nella Tabella 11.D.2, secondo le seguenti modalità:

malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici ( $E$  e  $G$ );

presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;

presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella 11.D.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

In presenza di murature consolidate, o nel caso che si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella 11.D.2, secondo le seguenti modalità:

consolidamento con iniezioni di malta: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici ( $E$  e  $G$ ); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche (ciò è dovuto al fatto che il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta; in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidezza ottenibile è percentualmente inferiore);

consolidamento con intonaco armato: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici ( $E$  e  $G$ ); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato realizza, tra le altre, anche questa funzione;

consolidamento con diafani artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sopra indicati per le murature consolidate sono da considerarsi come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella 11.D.2 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella 11.D.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; presenza di ricorsi o listature; presenza sistematica di connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezioni di malta	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,5	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	-	1,5	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	-	1,3	1,5	1,5
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	1,3	-	-	-	1,3
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	1,3	-	-	-	1,3

#### ALLEGATO 11.E. – CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA

Nel presente allegato si forniscono criteri generali di guida agli interventi di consolidamento degli edifici in muratura, con riferimento ad alcune tecniche di utilizzo corrente. Ovviamente non sono da considerarsi a priori escluse eventuali tecniche di intervento non citate, metodologie innovative o soluzioni particolari che il professionista individui come adeguate per il caso specifico.

Gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata calcolando l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidità. Nel caso si decida di intervenire su singole parti della struttura, va valutato l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidità. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, onde assicurare l'effettiva efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio.

Le indicazioni che seguono non devono essere intese come un elenco di interventi da eseguire comunque e dovunque, ma solo come possibili soluzioni da adottare nei casi in cui siano dimostrate la carenza dello stato attuale del fabbricato ed il beneficio prodotto dall'intervento.

### **Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti**

Tali interventi sono mirati ad assicurare alla costruzione un buon comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti; inoltre, deve essere verificato che le eventuali spinte prodotte da strutture voltate siano efficacemente contrastate e deve essere corretto il malfunzionamento di tetti spingenti. La realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori dal piano.

L'inserimento di tiranti, metallici o di altri materiali, disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, a livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti, ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra), può favorire il comportamento d'assieme del fabbricato, in quanto conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali e fornisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari. Inoltre, l'inserimento di tiranti migliora il comportamento nel piano di pareti forate, in quanto consente la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra. Per i capochiave sono consigliati paletti semplici, in quanto vanno ad interessare una porzione di muratura maggiore rispetto alle piastre; queste sono preferibili nel caso di murature particolarmente scadenti, realizzate con elementi di piccole dimensioni (è in genere necessario un consolidamento locale della muratura, nella zona di ancoraggio). E' sconsigliabile incassare il capochiave nello spessore della parete, specie nel caso di muratura a più paramenti scollegati.

Cerchiature esterne, in alcuni casi, si possono realizzare con elementi metallici o materiali compositi, allo scopo di "chiudere" la scatola muraria e di offrire un efficace collegamento tra murature ortogonali. Tale intervento può risultare efficace nel caso di edifici di dimensioni ridotte, dove i tratti rettilinei della cerchiatura non sono troppo estesi, o quando vengono realizzati ancoraggi in corrispondenza dei martelli murari. E' necessario evitare l'insorgere di concentrazioni di tensioni in corrispondenza degli spigoli delle murature, ad esempio con opportune piastre di ripartizione o in alternativa, nel caso si usino fasce in materiale composito, procedendo allo smusso degli spigoli.

Un'ideale ammorsatura, tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, si può realizzare, qualora i collegamenti tra elementi murari siano deteriorati (per la presenza di lesioni per danni sismici o di altra natura) o particolarmente scadenti; si precisa infatti che questi interventi di collegamento locale sono efficaci per il comportamento d'assieme della costruzione in presenza di murature di buone caratteristiche, mentre per le murature scadenti è preferibile l'inserimento di tiranti, che garantiscono un miglior collegamento complessivo. L'intervento si realizza o attraverso elementi puntuali di cucitura (tecnica scuci e cucci con elementi lapidei o in laterizio) o collegamenti locali con elementi metallici o in altro materiale.

L'uso di perforazioni armate deve essere limitato ai casi in cui non siano percorribili le altre soluzioni proposte, per la notevole invasività di tali elementi e la dubbia efficacia, specie in presenza di muratura a più paramenti scollegati; in ogni caso dovrà essere garantita la durabilità degli elementi inseriti (acciaio inox, materiali compositi o altro) e la compatibilità delle malte iniettate. Anche in questo caso, l'eventuale realizzazione di un buon collegamento locale non garantisce un significativo miglioramento del comportamento d'assieme della costruzione.

Cordoli in sommità alla muratura possono costituire una soluzione efficace per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa a causa del limitato livello di compressione, e per migliorare l'interazione con la copertura; va invece evitata l'esecuzione di cordolature ai livelli intermedi, eseguite nello spessore della parete (specie se di muratura in pietrame), dati gli effetti negativi che le aperture in breccia producono nella distribuzione delle sollecitazioni sui paramenti. Questi possono essere realizzati nei seguenti modi:

- in muratura armata, consentendo di realizzare il collegamento attraverso una tecnica volta alla massima conservazione delle caratteristiche murarie esistenti. Essi, infatti, devono essere realizzati con una muratura a tutto spessore e di buone caratteristiche; in genere la soluzione più naturale è l'uso di una muratura in mattoni pieni. All'interno deve essere alloggiata un'armatura metallica, resa aderente alla muratura del cordolo tramite conglomerato, ad esempio malta cementizia. La realizzazione di collegamenti tra cordolo e muratura, eseguita

tramite perfori armati disposti con andamento inclinato, se necessaria risulta efficace solo in presenza di muratura di buona qualità. Negli altri casi è opportuno eseguire un consolidamento della muratura nella parte sommitale della parete ed affidarsi all'aderenza ed al contributo dell'attrito.

- in acciaio, rappresentando una valida alternativa per la loro leggerezza e la limitata invasività. Essi possono essere eseguiti attraverso una leggera struttura reticolare, in elementi angolari e piatti metallici, o tramite piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro tramite barre passanti; in entrambi i casi è possibile realizzare un accettabile collegamento alla muratura senza la necessità di ricorrere a perfori armati. In presenza di muratura di scarsa qualità, l'intervento deve essere accompagnato da un'opera di bonifica della fascia di muratura interessata. I cordoli metallici si prestano particolarmente bene al collegamento degli elementi lignei della copertura e contribuiscono all'eliminazione delle eventuali spinte.
- in c.a., solo se di altezza limitata, per evitare eccessivi appesantimenti ed irrigidimenti, che si sono dimostrati dannosi in quanto producono elevate sollecitazioni tangenziali tra cordolo e muratura, con conseguenti scorrimenti e disgregazione di quest'ultima. In particolare, tali effetti si sono manifestati nei casi in cui anche la struttura di copertura era stata irrigidita ed appesantita. Nel caso di cordolo in c.a. è in genere opportuno un consolidamento della muratura in prossimità dello stesso, in quanto comunque è diversa la rigidità dei due elementi. Il collegamento tra cordolo e muratura può essere migliorato tramite perfori armati, alle condizioni già illustrate in precedenza.

L'efficace connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature è necessaria per evitare lo sfilamento delle travi, con conseguente crollo del solaio, e può permettere ai solai di svolgere un'azione di distribuzione delle forze orizzontali e di contenimento delle pareti. I collegamenti possono essere effettuati in posizioni puntuali, eseguiti ad esempio in carotaggi all'interno delle pareti, e allo stesso tempo non devono produrre un disturbo eccessivo ed il danneggiamento della muratura. Nel caso di solai intermedi, le teste di travi lignee possono essere ancorate alla muratura tramite elementi, metallici o in altro materiale resistente a trazione, ancorati sul paramento opposto.

Devono essere evitati cordoli inseriti nello spessore della muratura ai livelli intermedi, mentre possono risultare utili cordoli in acciaio, realizzati con piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro tramite barre passanti. Essi forniscono una certa rigidità flessionale fuori dal piano della parete e ostacolano lo sviluppo di meccanismi di rottura delle fasce sopra porta e sotto finestra (meccanismo tirante-puntone).

#### **Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte**

Gli interventi sulle strutture ad arco o a volta possono essere realizzati con il ricorso alla tradizionale tecnica delle catene, che compensino le spinte indotte sulle murature di appoggio e ne impediscano l'allontanamento reciproco. Le catene andranno poste di norma alle reni di archi e volte. Qualora non sia possibile questa disposizione, si potranno collocare le catene a livelli diversi purché ne sia dimostrata l'efficacia nel contenimento della spinta. Tali elementi devono essere dotati di adeguata rigidità (sono da preferirsi barre di grosso diametro e lunghezza, per quanto possibile, limitata); le catene devono essere poste in opera con un'adeguata presollecitazione, in modo da assorbire parte dell'azione spingente valutata tramite il calcolo (valori eccessivi del tiro potrebbero indurre danneggiamenti localizzati). In caso di presenza di lesioni e/o deformazioni, la riparazione deve ricostituire i contatti tra le parti separate, onde garantire che il trasferimento delle sollecitazioni interessi una adeguata superficie e consentire una idonea configurazione resistente.

Per assorbire le spinte di volte ed archi non deve essere esclusa a priori la possibilità di realizzare contrafforti o ringrossi murari. Questi presentano un certo impatto visivo sulla costruzione ma risultano, peraltro, reversibili e coerenti con i criteri di conservazione. La loro efficacia è subordinata alla creazione di un buon ammorsamento con la parete esistente, da eseguirsi tramite connessioni discrete con elementi lapidei o in laterizio, ed alla possibilità di realizzare una fondazione adeguata.

*E' possibile il ricorso a tecniche di placcaggio all'estradosso con fasce di materiale composito. La realizzazione di controvolte in calcestruzzo simili, armate o no, è da evitarsi per quanto possibile e, se ne viene dimostrata la necessità, va eseguita con conglomerato alleggerito e di limitato spessore. Il placcaggio all'intradosso con materiali compositi è efficace se associato alla realizzazione di un sottarco, in grado di evitare le spinte a vuoto.*

#### **Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai**

*Il ruolo dei solai nel comportamento sismico delle costruzioni in muratura è quello di trasferire le azioni orizzontali di loro competenza alle pareti disposte nella direzione parallela al sisma; inoltre essi devono costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano. La necessità di un irrigidimento per ripartire diversamente l'azione sismica tra gli elementi verticali è invece non così frequente. Per le suddette ragioni risulta talvolta necessario un irrigidimento dei solai, anche limitato, di cui vanno valutati gli effetti; a questo si associa inevitabilmente un aumento della resistenza degli elementi, che migliora la robustezza della struttura.*

*L'irrigidimento dei solai, anche limitato, per ripartire diversamente l'azione sismica tra gli elementi verticali comporta in genere un aumento della resistenza, che migliora la robustezza della struttura. Nel caso dei solai lignei può essere conseguito operando all'estradosso sul tavolato. Una possibilità è fissare un secondo tavolato su quello esistente, disposto con andamento ortogonale o inclinato, ponendo particolare attenzione ai collegamenti con i muri laterali; in alternativa, o in aggiunta, si possono usare rinforzi con bandelle metalliche, o di materiali compositi, fissate al tavolato con andamento incrociato. Un analogo beneficio può essere conseguito attraverso controventature realizzate con tiranti metallici. Il consolidamento delle travi lignee potrà avvenire aumentando la sezione portante in zona compressa, mediante l'aggiunta di elementi opportunamente connessi.*

*Nei casi in cui risulti necessario un consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali, è possibile, con le tecniche legno-legno, conseguire contemporaneamente l'irrigidimento nel piano e fuori dal piano, posando sul tavolato esistente, longitudinalmente rispetto alle travi dell'orditura, dei nuovi tavoloni continui, resi collaboranti alle travi mediante perni anche di legno, irrigiditi nel piano del solaio con l'applicazione di un secondo tavolato di finitura. La tecnica di rinforzo con soletta collaborante, in calcestruzzo eventualmente leggero, realizza anche un forte irrigidimento nel piano del solaio; gli effetti di tale intervento vanno valutati sia in relazione alla ripartizione delle azioni tra gli elementi verticali sia all'aumento delle masse. Nel caso in cui gli elementi lignei non siano adeguatamente collegati alle murature, è necessario collegare la soletta alle pareti, tramite elementi puntuali analoghi a quelli già indicati, o ai cordoli, se presenti e realizzati come successivamente descritto.*

*Nel caso di solai a travi in legno e pianelle di cotto, che presentano limitata resistenza nel piano, possono essere adottati interventi di irrigidimento all'estradosso con caldane armate in calcestruzzo alleggerito, opportunamente collegate alle murature perimetrali ed alle travi in legno.*

*Nel caso di solai a putrelle e voltine o tavelloni è opportuno provvedere all'irrigidimento mediante solettina armata resa solidale ai profilati e collegata alle murature perimetrali.*

*Nel caso di solai a struttura metallica, con interposti elementi in laterizio, è necessario collegare tra loro i profili saldando bandelle metalliche trasversali, poste all'intradosso o all'estradosso. Inoltre, in presenza di luci significative, gli elementi di bordo devono essere collegati in mezzera alla muratura (lo stesso problema si pone anche per i solai lignei a semplice orditura).*

### **Interventi in copertura**

*E' in linea generale opportuno il mantenimento dei tetti in legno, in quanto capaci di limitare le masse nella parte più alta dell'edificio e di garantire un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante.*

*È opportuno, ove possibile, adottare elementi di rafforzamento del punto di contatto tra muratura e tetto. Oltre al collegamento con capichiave metallici che impediscano la traslazione, si possono realizzare cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature che alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un bordo superiore delle murature resistente a trazione, un elemento di ripartizione dei carichi agli appoggi delle orditure del tetto e un vincolo assimilabile ad una cerniera tra murature e orditure.*

*Ove i tetti presentino orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati privi di semicatene in piano, la spinta deve essere compensata.*

*Nel caso delle capriate, deve essere presente un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali. Questo può essere migliorato con piastre e barre metalliche o con altri materiali (ad esempio fibrorinforzati).*

*In generale, vanno il più possibile sviluppati i collegamenti e le connessioni reciproche tra la parte terminale della muratura e le orditure e gli impalcati del tetto, ricercando le configurazioni e le tecniche compatibili con le diverse culture costruttive locali.*

### **Interventi che modificano la distribuzione degli elementi verticali resistenti**

*L'inserimento di nuove pareti può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche o altimetriche ed aumentare la resistenza all'azione sismica; tali effetti devono ovviamente essere adeguatamente verificati.*

*La realizzazione di nuove aperture, se non strettamente necessaria, va possibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidezza risulti problematica per la risposta globale, sarà disposto un telaio chiuso, di rigidezza e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.*

*Un incremento della rigidezza delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cuci. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti.*

### **Interventi volti ad incrementare la resistenza nei maschi murari**

*Gli interventi di rinforzo delle murature sono mirati al risanamento e riparazione di murature deteriorate e danneggiate ed al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. Se eseguiti da soli non sono pertanto sufficienti, in generale, a ripristinare o a migliorare l'integrità strutturale complessiva della costruzione. Il tipo di intervento da applicare andrà valutato anche in base alla tipologia e alla qualità della muratura. Gli interventi dovranno utilizzare materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità nella rigidezza, anche realizzando gli opportuni ammorsamenti, qualora mancanti. L'inserimento di materiali diversi dalla muratura, ed in particolare di elementi in conglomerato cementizio, va operato con cautela e solo ove il rapporto tra efficacia ottenuta e impatto provocato sia minore di altri interventi, come nel caso di architravi danneggiati e particolarmente sollecitati.*

A seconda dei casi si procederà:

- a riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;
- a ricostituire la compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura (scarichi e canne fumarie, ecc.);
- a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante.

L'intervento di scuci e cucì è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Si consiglia di utilizzare materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidità e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata. Tale intervento può essere utilizzato anche per la chiusura di nicchie, canne fumarie e per la riduzione dei vuoti, in particolare nel caso in cui la nicchia/apertura/cavità sia posizionata a ridosso di angolate o martelli murari.

L'adozione di iniezioni di miscele leganti mira al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare. A tale tecnica, pertanto, non può essere affidato il compito di realizzare efficaci ammorsature tra i muri e quindi di migliorare, se applicata da sola, il comportamento d'insieme della costruzione. Tale intervento risulta inefficace se impiegato su tipologie murarie che per loro natura siano scarsamente iniettabili (scarsa presenza di vuoti e/o vuoti non collegati tra loro). Particolare attenzione va posta nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare l'insorgere di dilatazioni trasversali prodotte dalla miscela in pressione. Nel caso si reputi opportuno intervenire con iniezioni su murature incoerenti e caotiche, è necessario prendere provvedimenti atti a ridurre il rischio di sconnessione della compagine muraria e di dispersione della miscela. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della miscela da iniettare, curandone la compatibilità chimico-fisico-meccanica con la tipologia muraria oggetto dell'intervento.

L'intervento di ristilatura dei giunti, se effettuato in profondità su entrambi i lati, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, in particolare nel caso di murature di spessore non elevato. Se eseguito su murature di medio o grosso spessore, con paramenti non idoneamente collegati tra loro o incoerenti, tale intervento può non essere sufficiente a garantire un incremento consistente di resistenza, ed è consigliabile effettuarlo in combinazione con altri. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare. L'eventuale inserimento nei giunti ristilati di piccole barre o piattine, metalliche o di materiali fibrorinforzati, può ulteriormente migliorare l'efficacia dell'intervento.

L'inserimento di diatoni artificiali, realizzati in conglomerato armato (in materiale metallico o fibrorinforzato) dentro fori di carotaggio, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innescò di fenomeni di instabilità per compressione; inoltre, tale intervento conferisce alla parete un comportamento monolitico per azioni ortogonali al proprio piano. E' particolarmente opportuno in presenza di murature con paramenti non collegati fra loro; nel caso di paramenti degradati è opportuno bonificare questi tramite le tecniche descritte al riguardo (iniezioni di malta, ristilatura dei giunti).

Nel caso in cui la porzione muraria che necessita di intervento sia limitata, una valida alternativa è rappresentata dai tirantini antiespulsivi, costituiti da sottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti; la leggera presollecitazione che può essere attribuita rende quest'intervento idoneo nei casi in cui siano già evidenti rigonfiamenti per distacco dei paramenti. Tale tecnica può essere applicata nel caso di murature a tessitura regolare o in pietra squadrata, in mattoni o blocchi.

L'adozione di sistemi di tirantature diffuse nelle tre direzioni ortogonali, in particolare anche nella direzione trasversale, migliorano la monoliticità ed il comportamento meccanico del corpo murario, incrementandone la resistenza a taglio e a flessione nel piano e fuori del piano.

*Il placcaggio delle murature con intonaco armato può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate e incoerenti, sulle quali non sia possibile intervenire efficacemente con altre tecniche, o in porzioni limitate di muratura, pesantemente gravate da carichi verticali. L'uso sistematico su intere pareti dell'edificio è sconsigliato, per il forte incremento di rigidità e delle masse, oltre che per ragioni di natura conservativa e funzionale. Tale tecnica è efficace solo nel caso in cui l'intonaco armato venga realizzato su entrambi i paramenti e siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate).*

*Il placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato può essere di norma utilizzato nel caso di murature regolari, in mattoni o blocchi. Tale intervento, più efficace se realizzato su entrambi i paramenti, da solo non garantisce un collegamento trasversale e quindi la sua efficacia deve essere accuratamente valutata per il singolo caso in oggetto.*

*L'inserimento di tiranti verticali post-tesi è un intervento applicabile solo in casi particolari e se la muratura si dimostra in grado di sopportare l'incremento di sollecitazione verticale, sia a livello globale sia localmente, in corrispondenza degli ancoraggi; in ogni caso deve essere tenuta in considerazione la perdita di tensione iniziale a causa delle deformazioni differite della muratura.*

### **Pilastrini e colonne**

*Tenendo presente che pilastrini e colonne sono essenzialmente destinati a sopportare carichi verticali con modeste eccentricità, gli interventi vanno configurati in modo da:*

- *ricostituire la resistenza iniziale a sforzo normale, ove perduta, mediante provvedimenti quali cerchiature e tassellature;*
- *eliminare o comunque contenere le spinte orizzontali mediante provvedimenti, quali opposizione di catene ad archi, volte e coperture e, ove opportuno, realizzazione o rafforzamento di contrafforti; ricostituire i collegamenti atti a trasferire le azioni orizzontali a elementi murari di maggiore rigidità.*

*Sono da evitare, se non in mancanza di alternative da dimostrare con dettagliata specifica tecnica, gli inserimenti generalizzati di anelli metalliche, perforazioni armate, precompressioni ed in generale, salvo i casi di accertata necessità, gli interventi non reversibili volti a conferire a colonne e pilastrini resistenza a flessione e taglio, che modificano il comportamento di insieme della struttura.*

### **Interventi volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture**

*Occorre inserire architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidità e resistenza, curando il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente. Qualora si dovessero realizzare nuove aperture, occorre valutare l'opportunità di realizzare cerchiature delle aperture stesse, per esempio con elementi d'acciaio.*

### **Interventi alle scale**

*Per tutti gli interventi riguardanti scale in muratura portante, si possono adottare lavori di rinforzo ma che comunque non ne alterino i caratteri architettonici e il loro valore tipologico e formale.*

### **Interventi volti ad assicurare i collegamenti degli elementi non strutturali**

*Occorre verificare i collegamenti dei più importanti elementi non strutturali (cornicioni, parapetti, camini), tenendo conto della possibile amplificazione delle accelerazioni lungo l'altezza dell'edificio.*

### **Interventi in fondazione**

Le informazioni ricavabili dalla storia della costruzione devono essere tenute nel dovuto conto ai fini della scelta degli interventi sulle fondazioni. E' possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- b) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- c) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- d) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

L'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma. Comunque, nel caso in cui la fondazione poggi su terreni dalle caratteristiche geomeccaniche inadeguate al trasferimento dei carichi, o di cedimenti fondali localizzati in atto si dovrà provvedere al consolidamento delle fondazioni, attuando uno dei seguenti tipi di intervento, o una loro combinazione opportuna, previo rilievo delle fondazioni esistenti.

Allargamento della fondazione mediante cordoli in c.a. o una platea armata. L'intervento deve essere realizzato in modo tale da far collaborare adeguatamente le fondazioni esistenti con le nuove, curando in particolare la connessione fra nuova e vecchia fondazione al fine di ottenere un corpo monolitico atto a diffondere le tensioni in modo omogeneo. Deve essere realizzato un collegamento rigido (travi in c.a. armate e staffate, traversi in acciaio di idonea rigidità, barre post-tese che garantiscono una trasmissione per attrito) in grado di trasferire parte dei carichi provenienti dalla sovrastruttura ai nuovi elementi. In presenza di possibili cedimenti differenziali della fondazione è opportuno valutarne gli effetti sull'intero fabbricato, e decidere di conseguenza la necessaria estensione dell'intervento di allargamento.

Consolidamento dei terreni di fondazione. Gli interventi di consolidamento dei terreni possono essere effettuati mediante iniezioni di miscele cementizie, resine (ad es. poliuretani che si espandono nel terreno), od altre sostanze chimiche.

Inserimento di sottofondazioni profonde (micropali, pali radice). L'esecuzione di questo tipo di intervento può essere effettuata in alternativa al precedente; nel caso di cedimenti che interessino singole porzioni di fabbricato, l'intervento può essere effettuato anche limitatamente alle porzioni interessate, purché omogenee dal punto di vista delle problematiche fondali. Si dovrà in generale prevedere un'ideale struttura di collegamento tra micropali e muratura esistente (ad es. un cordolo armato rigidamente connesso alla muratura), a meno che i micropali stessi non siano trivellati attraverso la muratura, con una lunghezza di perforazione sufficiente a trasferire i carichi ai micropali per aderenza.

Nelle situazioni in cui si ritiene possibile l'attivazione sismica di fenomeni d'instabilità del pendio, il problema deve essere affrontato agendo sul terreno e non semplicemente a livello delle strutture di fondazione.

### **Realizzazione di giunti sismici**

È piuttosto frequente, soprattutto nei centri storici, che ci siano edifici in muratura adiacenti fra loro o anche strutturalmente connessi. La realizzazione di giunti può essere opportuna nei casi di strutture adiacenti con marcate differenze di altezza che possono martellare e quindi dar luogo a concentrazioni di danno in corrispondenza del punto di contatto con la sommità della struttura più bassa. In tali casi, peraltro, si può valutare la soluzione alternativa consistente nel realizzare il collegamento strutturale. In particolare il collegamento può essere realizzato a livello dei solai se: a) i solai sono approssimativamente complanari, b) il complesso risultante ha caratteristiche di simmetria e regolarità non peggiori di quelle delle due parti originarie.”