

Allargamento delle fondazioni mediante cordoli o platea armata. L'intervento dovrà essere realizzato curando il collegamento fra vecchia e nuova fondazione al fine di ottenere un corpo monolitico atto a diffondere le tensioni in modo omogeneo. A tal fine si adotteranno travi in c.a. armate e staffate, traversi in acciaio di idonea rigidità, barre post-tese che garantiscano una trasmissione degli sforzi per attrito e simili accorgimenti. Questo tipo di intervento ha anche l'effetto benefico di realizzare un efficace collegamento orizzontale fra le murature a livello di fondazione.

Inserimento di pali trivellati di piccolo diametro (micropali, pali radice). Questo intervento modifica in modo significativo il comportamento delle fondazioni e pertanto di norma dovrebbe essere esteso all'intero edificio e non limitato alle porzioni interessate dai dissesti. Sarà sempre necessaria un'idonea struttura di collegamento fra i pali e la fondazione esistente (ad esempio, cordoli armati connessi alla fondazione con accorgimenti analoghi a quelli elencati al punto precedente), a meno che i pali non siano trivellati attraverso la muratura con una lunghezza di perforazione sufficiente a trasferire i carichi per aderenza. In quest'ultimo caso, occorrerà verificare la resistenza della struttura esistente nelle mutate condizioni di appoggio, ammettendo l'ipotesi cautelativa che tutti i carichi agenti si trasferiscano ai pali.

Consolidamento dei terreni di fondazione. I metodi d'intervento possono essere scelti in un'ampia gamma di tipologie, come ad esempio iniezioni di miscele cementizie, resine, silicati o altre sostanze chimiche; trattamenti colonnari di *jet grouting* o *deep mixing*. Tali interventi vanno, in linea di principio, evitati qualora si rilevi la presenza di substrati archeologici.

Durante la loro esecuzione, tutti gli interventi elencati producono risentimenti nella struttura che possono essere di varia entità a seconda del tipo di intervento e del terreno. Di tali risentimenti occorrerà tenere debitamente conto, sia programmando gli interventi in modo da minimizzarli, sia facendo precedere gli interventi in fondazione a quelli sulla struttura in elevazione in modo da poter effettuare le necessarie riparazioni.

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.

6.4 Operazioni progettuali

6.4.1 Premesse

La struttura ed il contenuto dei progetti di intervento sui beni culturali di proprietà pubblica sono regolati dal titolo XIII del D.P.R. 554/1999 (*Regolamento di attuazione della legge quadro in materia di lavori pubblici, n. 109 del 11.2.1994*) e dal D.L. n. 30 del 22.1.2004, (*Disciplina degli appalti pubblici di lavori concernenti i beni culturali*), oltre che da due circolari del MiBAC (n. 42 del 5.4.2002 e n. 20 del 16.2.2004).

Sebbene il quadro normativo riguardi specificamente le opere pubbliche, si ritiene che la sua impostazione generale sia adottabile anche in campo privato.

Il D.P.R. 554/1999 (titolo XIII, capo II) articola i progetti di restauro in tre fasi (progetto preliminare, definitivo, esecutivo), secondo il medesimo schema adottato per la progettazione dei lavori pubblici in generale (D.P.R. 554/1999, titolo III, capo II).

L'elaborazione dei progetti di restauro si distingue, tuttavia, per diverse ragioni. In primo luogo, non è necessario produrre tutti gli elaborati richiesti dalla norma (Titolo III, capo II), ma è possibile produrre solo gli elaborati compatibili con la specificità dei beni su cui si interviene (Titolo XIII, Capo II, art. 213, comma 4). In secondo luogo, si richiede che i processi di conoscenza, analisi e diagnosi del bene su cui si interviene siano parte integrante del progetto di restauro. Si assume, in sostanza, che la conoscenza del manufatto, elemento imprescindibile del progetto di restauro, possa difficilmente essere esaustiva prima dell'installazione del cantiere e che, pertanto, possa essere elaborata in fasi successive, con un procedimento iterativo mirato ad ottimizzare l'intervento. Per questo motivo, ad esempio, il progetto esecutivo può essere redatto per stralci successivi (entro il quadro tracciato dal progetto definitivo) e può avvalersi, ove necessario, di nuovi approfondimenti di indagine a completamento delle indagini e delle ricerche precedentemente svolte.

Pur nell'ambito del quadro normativo suddetto, nei successivi paragrafi si specificano gli elaborati da allegare ai progetti di restauro al fine di documentare il processo di valutazione della sicurezza sismica oggetto della presente Direttiva.

condizioni di verifica del singolo elemento riferite a condizioni locali fessurate, l'analisi statica lineare può essere considerata maggiormente significativa.

Nel caso in cui l'analisi sismica sia basata sulla valutazione distinta di diversi meccanismi locali, sia per una valutazione complessiva del manufatto, sia per una verifica nelle sole zone oggetto di intervento, è possibile utilizzare gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico. L'analisi cinematica lineare, come definita nell'Ordinanza (Allegato 11.C), consiste nel calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo di collasso e nella valutazione della corrispondente accelerazione sismica al suolo. Per la verifica allo SLU, tale accelerazione viene confrontata con quella di riferimento, ridotta attraverso un opportuno fattore di struttura.

5.2.3 *Analisi dinamica modale*

L'analisi dinamica modale viene condotta attraverso un modello elastico lineare (ad esempio ad elementi finiti) e quindi la sua attendibilità nella valutazione del comportamento in condizioni limite di resistenza, per gli antichi manufatti architettonici in muratura, è spesso limitata. Infatti, nel caso di strutture complesse, le analisi lineari possono essere utilmente applicate solo quando, dal confronto tra domanda e capacità, emerge che l'escursione in campo non lineare è modesta.

Può essere utilizzata per valutare il modo principale di vibrazione in ciascuna direzione (quello cui corrisponde il massimo valore del coefficiente di partecipazione) e determinare quindi un'attendibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare. Più discutibile è, invece, considerare il contributo dei modi superiori, che hanno poco significato per una struttura caratterizzata da un comportamento non lineare dei materiali già per valori modesti dell'azione orizzontale.

L'analisi modale con spettro di risposta, che presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio, non dovrebbe quindi ritenersi attendibile, specie nel caso di strutture complesse, caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti.

L'analisi dinamica modale può essere utilizzata con maggiore confidenza in presenza di strutture flessibili e strutturalmente ben modellabili, come ad esempio le torri, i campanili o altre strutture a prevalente sviluppo verticale. In questi casi possono risultare importanti i contributi dei modi superiori. Restano tuttavia inalterate le difficoltà di determinare opportuni fattori di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.

5.2.4 *Analisi statica non lineare*

L'analisi statica o cinematica non lineare consiste nella valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza-spostamento generalizzato) ed in particolare della capacità di spostamento allo stato limite ultimo, da confrontarsi con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Tale analisi può essere eseguita con un modello che rappresenti il comportamento globale della costruzione o attraverso modelli di sottostrutture (macroelementi: porzioni architettoniche riconoscibili nei riguardi di particolari meccanismi di collasso), operando verifiche locali.

Nel caso dell'analisi statica non lineare, la curva di capacità della struttura può essere derivata dal legame forza-spostamento generalizzato, ottenuto attraverso un'analisi incrementale, per esempio con il metodo degli elementi finiti, utilizzando legami costitutivi non lineari e, se necessario, considerando la non linearità geometrica. L'analisi consiste nell'applicare i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali, che vengono scalate, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, fino al raggiungimento delle condizioni ultime. In presenza di costruzioni fortemente irregolari, la distribuzione di forze inizialmente adottata potrebbe non essere più significativa per la struttura danneggiata; in questi casi è possibile fare ricorso ad analisi di tipo adattivo, aggiornando progressivamente la distribuzione di forze.

Nel caso dei beni architettonici, la varietà delle geometrie e dei sistemi costruttivi rende impossibile definire a priori le caratteristiche di una distribuzione di forze statiche equivalenti al sisma. L'analisi può, ad esempio, essere eseguita considerando due distinte distribuzioni di forze: a) una distribuzione di forze proporzionale alle masse; b) una distribuzione di forze analoga a quella utilizzata per l'analisi statica lineare, ovvero proporzionale al principale modo di vibrazione nella direzione di analisi (nel caso di edifici, è possibile assumere un modo lineare con l'altezza).

Per quanto riguarda l'individuazione della capacità di spostamento ultimo, nel caso in cui il modello sia in grado di descrivere una risposta strutturale con degrado della resistenza (*softening*), grazie a legami

costitutivi dei materiali particolarmente sofisticati e/o condizioni limite sugli spostamenti dei singoli elementi strutturali, esso sarà definito in corrispondenza di una riduzione della reazione massima orizzontale pari al 20%; nel caso invece siano utilizzati un legame elastico non lineare, quale è il modello di solido non resistente a trazione, o legami di tipo elastico perfettamente plastico, l'analisi sarà portata avanti fino a spostamenti significativi, senza la necessità di definire uno spostamento limite ultimo. In entrambe le situazioni, al crescere dello spostamento del nodo di controllo dovrà essere valutata la compatibilità a livello locale in termini di fenomeni di crisi locale (sfilamento delle travi, perdita di ingranamento tra i conci murari, ecc.).

La conversione del legame forza-spostamento generalizzato in sistema bi-lineare equivalente e la corrispondente valutazione della risposta massima in spostamento potranno essere effettuate con procedimento analogo a quanto indicato nell'Ordinanza (punti 4.5.4, 8.1.5.4 e 8.1.6). Considerata la difficoltà di definire lo spostamento allo stato limite ultimo, il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza massima del sistema bi-lineare equivalente non potrà superare un valore massimo ammissibile, definito in base alle caratteristiche di duttilità e dinamiche proprie di ciascuna tipologia e comunque compreso tra 3 e 6.

Nel caso di palazzi e ville, ovvero di edifici caratterizzati da pareti di spina ed orizzontamenti intermedi, è possibile fare riferimento al metodo proposto dall'Ordinanza per gli edifici esistenti in muratura, con le precisazioni indicate al successivo punto 5.4.1 di questa Direttiva.

In alternativa al metodo degli elementi finiti, anche nel caso di un'analisi non lineare è possibile fare ricorso all'analisi limite, attraverso un'analisi per cinematismi di collasso, assegnando incrementalmente al cinematismo configurazioni variate in spostamenti finiti di entità crescente. Questa prende il nome di analisi cinematica non lineare e consente di valutare le capacità di spostamento del sistema dopo che il meccanismo si è attivato. La procedura per la determinazione del sistema bi-lineare equivalente e per la valutazione della risposta massima in spostamento (diverse rispetto al caso dell'analisi statica non lineare) è descritta nell'Allegato 11.C dell'Ordinanza.

5.2.5 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere utilizzata con modelli non lineari ad elementi finiti (o a telaio equivalente), purché i legami costitutivi siano in grado di simulare non solo il degrado di rigidità e resistenza a livello puntuale (o di singolo elemento strutturale), ma anche le caratteristiche dissipative associate al comportamento ciclico isteretico. Questo metodo di analisi non può prescindere dall'esecuzione, con lo stesso modello strutturale, di un'analisi statica non lineare, al fine di determinare la capacità di spostamento ultimo della struttura, eventualmente attraverso una limitazione della duttilità.

Dal punto di vista operativo, l'analisi dinamica non lineare presuppone l'utilizzo di diversi gruppi di accelerogrammi (almeno tre) selezionati in modo da risultare compatibili con lo spettro di risposta corrispondente al tipo di sottosuolo o diversamente determinati secondo quanto indicato ai punti 3.3 e 3.4. E' inoltre opportuno segnalare che, in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura, dovrà essere adeguatamente selezionato il passo temporale di integrazione delle equazioni del moto, eventualmente attraverso un'analisi di convergenza.

E' quindi opportuno utilizzare questo metodo di analisi solo in casi molto particolari, quando la complessità della struttura e l'importante contributo di diversi modi di vibrazione non consentono di ricondurre, con sufficiente attendibilità, la risposta sismica a quella di un sistema non lineare equivalente ad un solo grado di libertà. In tali casi, l'analisi dinamica non lineare spesso porta alla valutazione di una richiesta di spostamento inferiore a quella stimata con l'analisi statica non lineare.

5.3 Livelli di valutazione della sicurezza sismica

5.3.1 LVI: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati

La conoscenza del livello di rischio cui è soggetto il patrimonio architettonico tutelato è prerogativa imprescindibile per la sua conservazione nel tempo e per una fruizione in sicurezza.

La valutazione della sicurezza sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'accelerazione del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo. Deve essere peraltro precisato che tale valore dell'accelerazione, rapportato all'accelerazione di

picco caratteristica del sito, serve solamente a definire un indice di sicurezza sismica (I_s), utile a stabilire delle priorità di intervento; interventi di miglioramento sismico per la mitigazione del rischio saranno eventualmente realizzati, se risulteranno necessari, a valle di una valutazione più approfondita (LV2 o LV3).

L'indice di sicurezza sismica I_s è così definito:

$$I_s = \frac{a_{SLU}}{\gamma_I S a_g} \quad (5.1)$$

dove: a_{SLU} è l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite ultimo; γ_I è il coefficiente di importanza; S è il fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del sottosuolo di fondazione e degli eventuali effetti morfologici; a_g è l'accelerazione di riferimento nel sito.

Valori dell'indice di sicurezza sismica maggiori di 1 indicano che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica prevista nella zona; al contrario se $I_s < 1$, la sicurezza del manufatto è inferiore a quella auspicabile, coerentemente con i requisiti richiesti per le costruzioni adeguate.

Nel paragrafo 5.4 sono proposti, come esempio, alcuni modelli meccanici semplificati per la valutazione dell'accelerazione allo stato limite ultimo nel caso delle tipologie e delle configurazioni più diffuse.

Il Ministero per i Beni e le Attività Culturali ha elaborato una metodologia per la conoscenza ed il monitoraggio dello stato di consistenza dei beni architettonici tutelati (Allegato A), da realizzarsi nei prossimi anni attraverso un diffuso e capillare programma di schedatura ed analisi. Essendo tale patrimonio particolarmente diffuso, gli strumenti di valutazione devono essere rigorosi ma sufficientemente agili da essere applicati a scala territoriale; essi sono basati su una scrupolosa raccolta di informazioni attraverso moduli schedografici, sull'accertamento del comportamento strutturale a seguito della conoscenza e sulla formulazione di un preliminare giudizio qualitativo sul livello di rischio (in particolare quello sismico).

L'interpretazione qualitativa del funzionamento sismico viene in genere basata su una lettura per macroelementi, ovvero individuando parti architettoniche caratterizzate da un comportamento in una certa misura autonomo rispetto al resto della costruzione. Su ciascun macroelemento possono essere individuati uno o più possibili meccanismi di collasso, valutando la maggiore o minore vulnerabilità in relazione alla presenza di presidi antisismici di tipo tradizionale (catene metalliche, contrafforti, ammortamenti, ecc.) o moderno; deve anche essere considerata la maggiore vulnerabilità eventualmente indotta da trasformazioni, dissesti ed interventi di consolidamento non corretti. Il risultato di questa valutazione viene espresso in forma linguistica, attraverso un livello di vulnerabilità basso, medio o alto¹¹.

5.3.2 LV2: valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso)

Questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione.

La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetti di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi); tali modelli possono essere sviluppati seguendo le indicazioni in Allegato B (modelli non lineari ad elementi finiti, analisi limite) ed analizzati con riferimento ai metodi indicati al punto 5.2.

Nel caso di interventi locali, che non modificano in modo sostanziale il funzionamento originale accertato, sarebbe particolarmente gravoso imporre una valutazione complessiva, estesa all'intera costruzione, specie quando questa risulta molto articolata e l'intervento ha un impatto modesto sul comportamento

¹¹ A titolo puramente indicativo, nel caso di manufatti particolari o tipologie per le quali non siano utilizzabili i modelli semplificati successivamente proposti e non possano esserne definiti di equivalenti, è possibile associare ai livelli qualitativi di vulnerabilità un intervallo di valori dell'accelerazione allo stato limite ultimo a_{SLU} ; nel caso di un manufatto con coefficiente di importanza pari a 1, posto su terreno di fondazione di tipo A ed in assenza di effetti di amplificazione topografica, si otterrebbero i seguenti valori dell'indice di sicurezza a seconda della zona sismica in cui è collocato (si ricorda che, in realtà, sarebbe opportuno ricavare l'accelerazione di riferimento al suolo direttamente da una mappa di pericolosità – vedi punto 3.2):

▪ vulnerabilità alta	a_{SLU} da 0.1 a 0.2 g	$a_g=0.35$ g (zona 1)	I_s da 0.34 a 0.57
▪ vulnerabilità media	a_{SLU} da 0.2 a 0.3 g	$a_g=0.35$ g (zona 1)	I_s da 0.57 a 0.86
▪ vulnerabilità bassa	a_{SLU} da 0.3 a 0.4 g	$a_g=0.35$ g (zona 1)	I_s da 0.86 a 1.14
▪ vulnerabilità alta	a_{SLU} da 0.1 a 0.2 g	$a_g=0.15$ g (zona 3)	I_s da 0.67 a 1.33
▪ vulnerabilità media	a_{SLU} da 0.2 a 0.3 g	$a_g=0.15$ g (zona 3)	I_s da 1.33 a 2.00
▪ vulnerabilità bassa	a_{SLU} da 0.3 a 0.4 g	$a_g=0.15$ g (zona 3)	I_s da 2.00 a 2.67

complessivo. Tuttavia, siccome l'Ordinanza richiede che per qualsiasi intervento di miglioramento venga calcolata l'accelerazione di collasso, relativamente al manufatto nel suo complesso, in questi casi la valutazione della sicurezza sismica complessiva può essere stimata con gli strumenti del livello di valutazione LV1.

Nella definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso che possono interessare la zona oggetto di intervento è necessario considerare l'eventuale presenza di stati di danneggiamento progressi (specie se di origine sismica) e le conoscenze sul comportamento di strutture simili (desunte dal rilievo sistematico dei danni post-terremoto).

L'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione; i risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi che determinano il comportamento reale: presenza di catene, ammassamento tra murature ortogonali, tessitura muraria, condizioni di vincolo degli orizzontamenti.

Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'inutilità di alcuni interventi, nel caso in cui il margine di miglioramento fosse modesto rispetto al negativo impatto dell'intervento in termini di conservazione. Inoltre, considerando l'accelerazione massima al suolo di riferimento nel sito, è possibile valutare l'effettiva necessità degli interventi; infatti, negli elementi in cui l'accelerazione allo stato limite ultimo fosse già superiore a quest'ultima, non sarebbe necessario procedere al miglioramento sismico di quella parte.

5.3.3 LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto

Questo livello di valutazione considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o singole sue parti significative (macroelementi). Il livello LV3 deve essere adottato nella progettazione di interventi che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture.

La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, ma è possibile procedere alla scomposizione della struttura in parti (macroelementi), a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidità e dei collegamenti tra le stesse; tale ripartizione può essere operata anche in modo approssimato, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali. La valutazione può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2, ma sistematicamente su ciascun elemento della costruzione.

Confrontando i valori ottenuti nei diversi macroelementi si può evidenziare l'inutilità di alcuni interventi: a) se il margine di miglioramento è modesto rispetto all'impatto dell'intervento sulla conservazione; b) per l'eccessiva sicurezza fornita ad alcuni macroelementi rispetto agli altri.

5.4 Modelli di valutazione per tipologie

5.4.1 Premessa

Il concetto di tipologia male si adatta a manufatti storici, che dovrebbero essere considerati elementi unici della storia del costruire, per il modo con il quale sono stati concepiti, realizzati e si sono trasformati nel tempo. Tuttavia, nella maggior parte delle costruzioni storiche è possibile riconoscere caratteri ricorrenti e quindi può risultare utile esemplificare quanto indicato nei precedenti paragrafi, chiarendo il significato di concetti teorici e metodologici nella loro applicazione a situazioni reali.

In questo paragrafo sono quindi fornite indicazioni esemplificative specifiche per l'analisi e la valutazione della risposta sismica nel caso delle più diffuse tipologie di manufatti tutelati. Vengono anche proposti modelli meccanici semplificati (LV1) per le verifiche da eseguire sull'intero patrimonio culturale tutelato a scala territoriale, ai fini di una valutazione preventiva del rischio. Si sottolinea come, nella prudenza generale cui ci si deve riferire nell'adozione di tali modelli, particolare attenzione vada posta nei confronti delle tipologie di cui al punto 5.4.3 (*Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza*

orizzontamenti intermedi), che essendo trattate su base statistica, non possono esaurire la grande diversificazione tipologica nella quale esse sono articolate.

5.4.2 Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi

Questa tipologia strutturale si riferisce a costruzioni con sviluppo planimetrico anche complesso, costituite da un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne, disposte secondo diverse direzioni, e da un sistema di orizzontamenti intermedi, che spesso svolgono anche una funzione di collegamento. Esiste una evidente analogia con quello che viene genericamente identificato con il termine edificio, nel caso dell'edilizia ordinaria non tutelata. La modellazione complessiva dei palazzi e delle ville, quindi, può essere in genere eseguita con gli stessi modelli globali previsti dall'Ordinanza per gli edifici esistenti in muratura; in molti casi, proprio la cura costruttiva, la qualità dei materiali e la regolarità dell'impianto strutturale, aspetti che solitamente caratterizzano queste costruzioni, rendono maggiormente realistica l'adozione di un modello a telaio equivalente.

Per la descrizione della parete in muratura come telaio equivalente si può fare riferimento alle indicazioni dell'Ordinanza. E' peraltro evidente che la validità di ogni specifica indicazione dovrà essere verificata con riferimento alla singolarità del bene culturale in esame. Per esempio, in presenza di un piano nobile di interpiano elevato e molto differente rispetto agli altri, la formula approssimata per il calcolo del periodo proprio di vibrazione non garantisce risultati attendibili: si consiglia in tal caso di procedere ad una valutazione più accurata, con metodi approssimati o con una vera e propria analisi modale. La stessa cosa può verificarsi in presenza di logge o porticati, che interessino una parte significativa a livello planimetrico; in tali situazioni la stessa modellazione a telaio equivalente potrebbe risultare piuttosto approssimativa. In questi casi, l'analisi globale può essere utile per una valutazione complessiva della sicurezza della costruzione, ma ciò non esime da una verifica di dettaglio delle logge e dei porticati attraverso modelli locali (macroelementi).

Relativamente ai metodi di verifica suggeriti per i singoli elementi, è opportuno considerare che le indicazioni per gli edifici ordinari sono in alcuni casi largamente cautelative, perché dettate da una limitata conoscenza sperimentale. Ad esempio, il modello di resistenza delle travi murarie orizzontali di accoppiamento (zone poste tra le aperture di due piani successivi) non considera la resistenza a trazione che si realizza nella muratura su un piano verticale, in virtù dell'ingranamento tra i blocchi. Modelli alternativi di comportamento delle travi di accoppiamento possono essere adottati, purché adeguatamente giustificati.

Un altro aspetto determinante è la definizione dello spostamento ultimo per ciascun elemento, che secondo l'Ordinanza è una frazione della sua altezza; i valori suggeriti sono stati verificati sperimentalmente in un certo campo di possibile variazione, ma non è detto che sia corretto estrapolare questa regola ad ogni possibile situazione (ad esempio per maschi murari molto bassi o nelle travi di accoppiamento, in presenza di piccole aperture, i valori suggeriti sono certamente troppo bassi). Anche in questo caso, è possibile adottare valori alternativi, purché giustificati.

Nel caso di strutture portanti orizzontali formate da elementi voltati, in funzione della tipologia delle volte, delle caratteristiche del materiale, del loro spessore e del tipo di connessione alle imposte, potrà essere valutato un valore opportuno per la rigidità da attribuire al solaio equivalente. Per quest'ultimo è consentito ipotizzare un comportamento elastico lineare, purché sia definita una deformazione angolare ultima nel piano, funzione della tipologia di volta.

Nel caso in cui la struttura presenti tipologia particolare, non riconducibile alla schematizzazione a telaio equivalente, dovrà essere adottato un opportuno modello. Una possibilità è quella di creare un modello strutturale globale agli elementi finiti, con un legame costitutivo non lineare che rappresenti il comportamento della muratura (per esempio, esso dovrà essere in grado di cogliere la limitata resistenza a compressione e a trazione, il degrado delle caratteristiche meccaniche in fase non lineare, eventualmente anche la dissipazione energetica che si realizza a seguito di azioni cicliche).

In particolare, in presenza di alcuni elementi architettonici (grandi atri, logge, chiostri, ecc.), la modellazione complessiva del manufatto può essere eseguita schematizzando queste parti in modo approssimato, ed operando verifiche su modelli locali di dettaglio per sottostrutture.

Se l'edificio non è isolato, ma risulta parzialmente inglobato o appartiene ad una schiera, le interazioni con le altre costruzioni potranno essere tenute in considerazione, a seconda che la posizione risulti sfavorevole (edificio di testa o d'angolo) o favorevole (edificio intercluso), tramite l'applicazione di forze sismiche aggiuntive, che potrebbero essere trasmesse dalle costruzioni adiacenti, o tramite l'inserimento di vincoli orizzontali di opportuna rigidità (utili suggerimenti sono contenuti al punto 11.5.4.3.2 dell'Ordinanza).

Nel comportamento sismico dei palazzi e delle ville, l'analisi dei meccanismi locali risulta di fondamentale importanza ed in nessun caso l'analisi globale può sostituirsi a questi. Gli edifici storici, anche quando realizzati con materiali e tecniche di buona qualità, spesso non presentano sistematici collegamenti a livello di piano (catene, cordoli); inoltre, i criteri di proporzionamento geometrico che venivano adottati (distanza tra i muri di spina, distanza delle aperture dai cantonali, ecc.) non sempre sono sufficienti a prevenire ogni possibile meccanismo locale. Sulla base dell'osservazione diretta sul manufatto o considerando situazioni analoghe (rilevate a seguito di eventi sismici su manufatti simili), si devono individuare i meccanismi potenzialmente attivabili nella costruzione e valutarne la vulnerabilità sismica. Un possibile strumento è l'analisi limite dell'equilibrio, ed in particolare la procedura formulata nell'Allegato 11.C dell'Ordinanza, secondo le metodologie di analisi cinematica lineare o cinematica non lineare.

L'analisi dei meccanismi locali può tuttavia essere condotta anche con modelli non lineari ad elementi finiti, attraverso un'analisi incrementale fino a collasso.

Un possibile modello meccanico semplificato per i palazzi è suggerito nel prossimo paragrafo.

Modelli meccanici semplificati (LV1)

Nel caso di palazzi e ville che non presentino una tipologia costruttiva particolare, viene di seguito fornito un modello meccanico semplificato, che consente una valutazione quantitativa dell'accelerazione di collasso, nell'ipotesi che questo si verifichi per rottura delle pareti nel proprio piano, nell'ambito di un comportamento complessivo del manufatto. Nel caso in cui l'edificio risultasse più vulnerabile nei riguardi di qualche meccanismo locale (per carenza di collegamenti), rispetto al suo comportamento globale, si dovrà valutare l'accelerazione orizzontale che porta allo stato limite ultimo quel macroelemento e confrontarla con quella ottenuta dal modello nel seguito illustrato.

L'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento delle condizioni limite di collasso è data da:

$$a_{SI,U} = \frac{q F_{SL,U}}{e * M C(T)} \quad (5.2)$$

dove:

- $F_{SL,U}$ è la resistenza a taglio dell'edificio;
- q è il coefficiente di struttura, che può essere assunto pari a 3, per edifici regolari in elevazione, e 2.25 negli altri casi, avendo scelto un fattore di sovrarresistenza pari a 1.5;
- M è la massa sismica totale;
- e è la frazione di massa partecipante secondo il modo di collasso;
- $C(T)$ è lo spettro normalizzato ottenuto come rapporto fra lo spettro di risposta elastico (punto 3.2.3 dell'Ordinanza) e l'accelerazione massima del terreno che tiene conto delle caratteristiche del sito ($a_g S$).

La resistenza a taglio dell'edificio viene ottenuta come la minore tra quelle valutate secondo due direzioni perpendicolari, scelte in genere secondo gli assi prevalenti dei muri portanti. Il modello consiste nel considerare, per ciascuna direzione, i pannelli murari portanti verticali e nell'ipotizzare che il collasso avvenga quando la tensione tangenziale media raggiunge un'opportuna quota parte della resistenza a taglio del materiale muratura. Considerando, a titolo di esempio, la direzione x ed un generico piano i dell'edificio:

$$F_{SL,U,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi}} \quad (5.3)$$

in cui:

- A_{xi} è l'area resistente a taglio dei muri dell' i -esimo piano, posti secondo la direzione x (è opportuno considerare anche i pannelli aventi inclinazione α compresa tra $\pm 45^\circ$, considerando un'area efficace ridotta dal coefficiente $\cos \alpha$);
- β_{xi} è un coefficiente di irregolarità in pianta al piano i -esimo, associato alla eccentricità e_{yi} , del centro delle rigidezze rispetto al baricentro delle masse (la cui entità può essere stimata), ed alla distanza d_{yi} , tra il baricentro delle rigidezze e la parete in direzione x più esterna:

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1.25 \quad (5.4)$$

Nel caso in cui siano state rilevate tutte le pareti portanti, il coefficiente di irregolarità in pianta può essere valutato in modo più accurato; note per la generica parete k , in direzione x , l'area resistente in pianta A_{xk} e la posizione y_k rispetto ad un sistema di riferimento, è possibile valutare il baricentro delle rigidezze (la sommatoria è estesa a tutte le pareti - $\sum_k A_{xk} = A_{xi}$):

$$y_{Ci} = \frac{\sum_k y_k A_{xk}}{A_{xi}} \quad (5.5)$$

Il coefficiente di irregolarità in pianta vale quindi:

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{yi} d_{yi} A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{Ci})^2 A_{xk}} \leq 1.25 \quad (5.6)$$

- μ_{xi} è un coefficiente che considera l'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari, che può essere così valutato:

$$\mu_{xi} = 1 - 0.2 \sqrt{\frac{N_{maxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{\Lambda_{xi}^2}} - 1 \geq 0.8 \quad (5.7)$$

dove: N_{maxi} è il numero di maschi murari in direzione x , al piano i ; $A_{xi,j}$ è l'area del generico maschio in direzione x al piano i (la sommatoria è estesa a tutti i maschi del piano - $\sum_j A_{xi,j} = A_{xi}$).

- ξ_{xi} è un coefficiente legato al tipo di rottura prevista in prevalenza nei maschi murari dell' i -esimo piano; esso vale 1 nel caso di collasso per taglio, mentre può essere assunto pari a 0.8 nel caso di collasso per presso-flessione (maschi snelli o poco caricati verticalmente);
- τ_{di} è il valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura nei maschi murari del piano i :

$$\tau_{ci} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1.5 \tau_{0d}}} \quad (5.8)$$

dove: τ_{0d} è valore di calcolo della resistenza a taglio della muratura (valutato tenendo conto del fattore di confidenza F_C); σ_{0i} è la tensione verticale media sulla superficie resistente dei muri all' i -esimo piano.

La massa M da considerare per la valutazione dell'azione sismica di collasso è quella associata ai carichi gravitazionali

$$M = \frac{(G_k + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki})}{g} \quad (5.9)$$

dove: G_k sono i carichi permanenti (al loro valore caratteristico), computati sull'intero edificio; Q_{ki} sono i carichi variabili accidentali (al loro valore caratteristico); g è l'accelerazione di gravità; ψ_{2i} è un coefficiente di combinazione che tiene conto della probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti in occasione del sisma.

Infine, per valutare la frazione di massa partecipante al moto dinamico e^* è necessario ipotizzare a priori un modo di collasso. Indicato con Φ il vettore che rappresenta lo spostamento dei diversi piani secondo la forma assunta come modo di collasso (adimensionalizzato al valore unitario in sommità dell'edificio), la frazione di massa partecipante secondo il modo di collasso è data da:

$$e^* = \frac{(\sum_i m_i \phi_i)^2}{M \sum_i m_i \phi_i^2} \quad (5.10)$$

in cui (essendo le somme estese a tutti i piani dell'edificio): m_i è la massa del piano i -esimo; ϕ_i è lo spostamento orizzontale al piano i -esimo.

Nel caso in cui si possano assumere sostanzialmente costanti sia l'altezza di interpiano, sia la massa di piano, la formulazione può essere semplificata come segue:

$$e^* = \frac{(\sum_i \phi_i)^2}{N \sum_i \phi_i^2} \quad (5.11)$$

dove N è il numero di piani.

Nel caso in cui non venga definito con precisione il modo di collasso Φ , è possibile fare riferimento a due meccanismi di collasso ricorrenti nel caso dei palazzi:

- collasso del piano k -esimo – avviene quando un piano risulta decisamente più debole degli altri, per cui la costruzione non riesce a sfruttare le capacità dissipative e di spostamento degli altri piani, che restano in fase elastica (questo meccanismo avviene anche in presenza di cordoli o altri elementi di irrigidimento nella parete muraria a livello degli orizzontamenti); in questo caso la frazione di massa partecipante risulta:

$$c^* = \frac{N+1-k}{N} \quad (5.12)$$

- collasso uniforme – avviene quando il collasso si presenta con la rottura delle fasce orizzontali di muratura a livello degli orizzontamenti, ed i maschi che collassano alla base del primo livello per presso flessione; la frazione di massa partecipante assume questa espressione:

$$c^* = 0.75 + 0.25N^{-0.75} \quad (5.13)$$

La valutazione dell'accelerazione di collasso va eseguita secondo i seguenti passi:

- collasso a piano terra: a) calcolo della resistenza secondo le due direzioni in pianta ed identificazione della direzione di maggiore debolezza; b) scelta tra l'ipotesi di collasso per piano debole (5.12) o di tipo uniforme (5.13), in funzione della rigidezza e resistenza delle fasce di muratura tra le aperture a livello dei piani; c) valutazione dell'accelerazione di collasso al piano terra;
- per ciascun piano superiore della costruzione: a) calcolo della resistenza secondo le due direzioni in pianta identificazione della direzione di maggiore debolezza; b) valutazione della accelerazione di collasso, assumendo l'ipotesi di collasso per piano debole;
- valutazione dell'accelerazione a_{SLU} dell'edificio, come minimo tra i valori corrispondenti al collasso per i diversi piani.

5.4.3 Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi

L'analisi sistematica dei danni subiti dalle chiese in occasione dei principali eventi sismici italiani, a partire da quello del Friuli (1976) fino a quelli più recenti (Lunigiana e Garfagnana, 1995; Reggio Emilia, 1996; Umbria e Marche, 1997; Piemonte, 2000; Molise, 2002; Piemonte, 2003; Sald, 2004), ha evidenziato come il comportamento sismico di questa tipologia di manufatti possa essere interpretato attraverso la loro scomposizione in porzioni architettoniche (denominate macroelementi), caratterizzate da una risposta strutturale sostanzialmente autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso (facciata, aula, abside, campanile, cupola, arco trionfale, ecc.).

Solo nel caso delle chiese a pianta centrale, dotate in genere di uno o più assi di simmetria in pianta e di una omogeneità costruttiva e buona connessione tra gli elementi, è significativo procedere attraverso un modello complessivo della costruzione (lineare o non lineare), valutando ad esempio la curva di capacità attraverso un'analisi incrementale a collasso. In ogni caso si dovranno verificare tutti gli effetti dovuti alle azioni spingenti di archi, volte e coperture.

Nella maggior parte dei casi è preferibile procedere con verifiche locali, le quali in genere possono essere riferite ai diversi macroelementi, che diventano l'unità di riferimento per la verifica strutturale. Sul singolo macroelemento è possibile quindi condurre un'analisi statica, lineare o non lineare, ad esempio con un modello ad elementi finiti. Appaiono tuttavia più efficaci i metodi di analisi cinematica (lineare o non lineare), già introdotti al punto 5.2, descritti in Allegato B e previsti per la verifica dei meccanismi locali nell'edilizia esistente in muratura (Allegato 11.C dell'Ordinanza). Le incertezze nella scelta a priori del meccanismo (o dei meccanismi) di collasso, punto critico dell'approccio cinematico nell'ambito dell'analisi limite delle strutture, sono in questo caso molto limitate, proprio grazie all'approfondita conoscenza sulle modalità di danneggiamento delle chiese, derivante dal rilievo sistematico dei danni.

La valutazione della sicurezza sismica, finalizzata al progetto di un intervento di miglioramento, deve utilizzare una lettura attenta sia dei danni che la chiesa ha manifestato storicamente, sia dei dettagli costruttivi significativi nei riguardi della risposta ad azioni orizzontali.

Nel caso di interventi di riparazione e miglioramento a seguito di un evento sismico, l'individuazione dei macroelementi e dei corrispondenti meccanismi di collasso, dovrà necessariamente essere correlata al funzionamento accertato attraverso la lettura del danno sismico.

Nell'eventualità di operare preventivamente, l'analisi sistematica dei dettagli costruttivi (qualità della muratura, ammortamenti, presenza di presidi antisismici, ecc.) può consentire l'individuazione dei macroelementi e dei meccanismi di danno che possono essere più facilmente attivabili; in questi casi, la lettura degli eventuali danni storici può essere solo un ausilio, in quanto la costruzione potrebbe essersi modificata rispetto al momento in cui si verificò il terremoto.

In tale ottica, la necessità di operare un'analisi complessiva LV3 (valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto) o locale LV2 (valutazione su singoli macroelementi dei meccanismi locali di collasso), non determina una sostanziale differenza nell'approccio al problema della modellazione.

Nel caso si debbano progettare interventi che possono modificare la risposta globale, si dovrà effettuare una valutazione della accelerazione al suolo prima e dopo l'intervento per tutti i macroelementi della chiesa, in relazione ai diversi stati limite. Nello stato attuale dovrà essere valutata preliminarmente la ripartizione delle azioni sismiche orizzontali tra i macroelementi; nello stato di progetto, le modifiche strutturali introdotte con l'intervento (masse, rigidità, collegamenti) potrebbero incidere sull'originale ripartizione delle azioni sismiche, con effetti anche negativi su alcuni macroelementi (una corretta strategia di intervento che tuttavia non conserva il funzionamento accertato, consiste proprio nello sfruttare, in modo limitato e controllato, le maggiori risorse di alcuni elementi).

Nel caso in cui l'intervento riguardi un'area limitata (ad esempio in concomitanza con interventi di restauro su apparati decorativi), la valutazione può limitarsi al livello LV2, risultando superflua e problematica una valutazione complessiva della chiesa (questo avviene in particolare per chiese di grandi dimensioni e complessità, in concomitanza con interventi locali per i quali la disponibilità finanziaria è limitata). L'analisi, pertanto, sarà effettuata a livello del singolo macroelemento sul quale si interviene, con lo scopo di controllare l'efficacia dell'intervento (confronto tra sicurezza prima e dopo) e la congruità rispetto alla pericolosità del sito. In questi casi, essendo la valutazione della capacità dell'intero organismo comunque richiesta, è possibile adottare un metodo semplificato (LV1), quale ad esempio quello proposto nel seguito.

Modello semplificato per la stima dell'accelerazione del suolo corrispondente agli stati limite (LV1)

Per quanto appena detto, nella maggior parte delle chiese risulta scarsamente significativo assumere un comportamento unitario e complessivo; pertanto, anche per la notevole varietà tipologica e costruttiva delle chiese, si preferisce non definire un modello meccanico semplificato di valutazione della sicurezza sismica, basato su un numero limitato di parametri, così come è stato fatto per la tipologia dei palazzi.

Ferma restando la possibilità di definire modelli semplificati specifici, validi per il caso in esame o per gruppi di manufatti, un'alternativa per la valutazione LV1 è fare ricorso ai parametri della scheda di rilievo del danno e della vulnerabilità¹², che costituisce un'esperienza precedente alla stesura di questa Direttiva e già consolidata; l'accelerazione massima al suolo corrispondente ai diversi stati limite può essere correlata ad un indicatore numerico, l'indice di vulnerabilità i_v , ottenuto attraverso una opportuna combinazione di punteggi assegnati ai diversi elementi di vulnerabilità e di presidio antisismico.

La scheda per il rilievo del danno e della vulnerabilità delle chiese è stata utilizzata nelle emergenze sismiche a partire dal 1995; la notevole mole di dati raccolti (oltre 4000 chiese) ha consentito, attraverso elaborazioni statistiche, di stabilire una relazione tra l'azione sismica ed il danno, in funzione di un parametro di vulnerabilità della chiesa. E' evidente che una stima così eseguita assume una valenza puramente statistica, ma questo approccio può essere considerato corretto se rivolto ad un'analisi territoriale, al fine di stabilire liste di priorità e programmare al meglio valutazioni più approfondite ed indirizzare verso interventi di prevenzione. Peraltro, l'uso di un modello unitario, per valutazioni di questa natura, consente un più oggettivo confronto relativo in termini di rischio sismico.

La metodologia considera 28 meccanismi di danno, associati ai diversi macroelementi che possono essere presenti in una chiesa. Con riferimento alla valutazione della vulnerabilità, è necessario rilevare quei particolari tipologici e costruttivi che giocano un ruolo fondamentale nella risposta sismica del manufatto; in particolare vengono considerati indicatori di vulnerabilità e di presidio antisismico. In Allegato C sono elencati i 28 meccanismi, unitamente ad una lista di presidi e di indicatori di vulnerabilità, cui è possibile aggiungerne altri, in relazione agli aspetti caratteristici della singola chiesa o del costruito nell'area geografica in esame.

¹² Scheda chiese di II livello per il rilievo del danno e della vulnerabilità: in Regione Molise, Consiglio Nazionale delle Ricerche. *Beni Monumentali e Terremoto: dall'emergenza alla ricostruzione*, DEI Tipografia cc: Genio Civile, Roma, 2005 (Capitolo 4, Allegati C1, C2 e C3).

Il comportamento sismico dell'intero edificio è rappresentato, su base statistica, da un indice di vulnerabilità, variabile tra 0 e 1, che è definito come media pesata del comportamento delle diverse parti della chiesa:

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k (v_{ki} - v_{kU})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2} \quad (5.14)$$

dove, per il k-esimo meccanismo: v_{ki} e v_{kU} sono, rispettivamente, il punteggio ottenuto dal rilievo degli indicatori di vulnerabilità e dei presidi antisismici (Tabella 5.1); ρ_k è il peso attribuito al meccanismo (esso vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare nella chiesa, per la mancanza del macroelemento, mentre è compreso tra 0.5 e 1 negli altri casi).

Nel corso dei numerosi rilievi effettuati su chiese danneggiate dal terremoto, è stato inoltre valutato il livello di danno subito da ogni macroelemento, in relazione ai diversi possibili meccanismi di danno. Ciò porta a definire un indice di danno, variabile tra 0 e 1, come media normalizzata dei danni locali:

$$i_d = \frac{1}{5} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k d_k}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} \quad (5.15)$$

dove d_k è il livello di danno subito nei riguardi del k-esimo meccanismo (da 0 a 5).

Tabella 5.1. Valutazione del punteggio di vulnerabilità per ogni meccanismo di danno.

Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Giudizio dell'efficacia	v_k
almeno 1	3	3
almeno 2	2	
1	2	2
almeno 2	1	
1	1	1
Nessuno	0	0

Dall'analisi statistica dei danni subiti, sono state valutate le distribuzioni probabilistiche associate a diverse intensità sismiche (matrici di probabilità di danno), al variare dell'indice di vulnerabilità. Attraverso una opportuna correlazione tra l'intensità e l'accelerazione di picco al suolo, è stato possibile definire una correlazione diretta tra l'input sismico e la vulnerabilità rilevata. Ciò consente di calcolare, per ogni chiesa, i valori dell'accelerazione al suolo, corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di collasso (SLU). Di seguito sono riportate le funzioni di correlazioni proposte:

$$a_{SLD} = 0.025 \cdot 1.8^{2.75-3.44i_v} \quad (5.16)$$

$$a_{SLU} = 0.025 \cdot 1.8^{5.1-3.44i_v} \quad (5.17)$$

A titolo di esempio, si riporta in tabella 5.2 l'indice di vulnerabilità che corrisponde ad una accelerazione al suolo allo SLD e SLU uguale a quella prevista per le quattro zone sismiche, per suolo di tipo A: ovviamente, in ciascuna situazione l'indice di sicurezza sismica risulta maggiore di uno se l'indice di vulnerabilità è inferiore al valore in tabella. Dalla stessa tabella emerge che si può ritenere che una chiesa in zona 4 risulti sempre mediamente protetta rispetto allo SLU, mentre in zona 1 lo siano mediamente solo le chiese con vulnerabilità bassa ($i_v < 0.18$); è anche interessante notare, confermando quanto emerso in occasione dei terremoti di bassa intensità, che queste strutture sono più sensibili nei riguardi dello SLD che dello SLU.

Tabella 5.2. Valori massimi dell'indice di vulnerabilità per la verifica nelle diverse zone sismiche.

	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
SLU	0.18	0.34	0.6	1
SLD	0	0.11	0.37	0.91

Accanto alla valutazione dell'indice di sicurezza complessivo della costruzione, ottenuto come sopra illustrato, è opportuno segnalare la presenza di elementi o meccanismi ai quali è associata una vulnerabilità particolarmente alta.

5.4.4 Torri, campanili ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale

Questa tipologia costruttiva è generalmente distinguibile in base al suo prevalente sviluppo verticale e costituisce un insieme rilevante del patrimonio costruito in Italia.

Il comportamento sismico di questa tipologia è dipendente da alcuni fattori specifici: la snellezza della struttura; il grado di ammassamento delle pareti; l'eventuale presenza di strutture adiacenti più basse, in grado di fornire un vincolo orizzontale; la presenza nella parte sommitale di elementi architettonici snelli (guglie, vele campanarie, merlature, ecc.) o comunque vulnerabili (celle campanarie). La vulnerabilità è inoltre influenzata dalla presenza di stati di danneggiamento di altra natura, dovuti ad esempio alle vibrazioni indotte dalle campane o a problematiche in fondazione.

La snellezza è un parametro molto variabile; esistono infatti torri molto tozze (ad esempio, alcune torri di avvistamento o bastioni di difesa medioevali) e campanili di grande snellezza. Se le prime possono essere considerate come costruzioni massive, per i grandi spessori murari formati da murature a sacco, i secondi possono essere considerati come delle strutture monodimensionali, con un comportamento a mensola.

L'ammassamento delle pareti di una struttura muraria a prevalente sviluppo verticale è funzionale a garantire che questa si comporti come una mensola incastrata alla base, con una rigidità associata all'intera sezione muraria (conservazione della sezione piana) e non come un insieme di pareti distinte. Le tecniche tradizionali per garantire un buon ammassamento tra le pareti sono: la tessitura dei cantonali; la presenza di cerchiature e catene metalliche; la presenza di orizzontamenti ben collegati. Inoltre, deve essere valutato attentamente l'effetto dovuto alla presenza di spinte, nel caso di volte in muratura.

Molto frequente è il caso di torri o campanili posti a contatto con altre strutture di minore altezza. Alcuni casi tipici sono: campanili inglobati o accostati alla chiesa; torri inglobate in vario modo nel tessuto urbano; torri inglobate nella cinta muraria. La presenza di vincoli orizzontali a diverse quote può mutare profondamente il comportamento della struttura, da una parte limitandone l'effettiva snellezza, dall'altra costituendo irrigidimenti localizzati e punti di possibile concentrazione degli sforzi (l'osservazione dei danni ha in genere dimostrato che queste situazioni sono causa di danni anche significativi). Va ricordato che tali vincoli sono spesso diversi secondo le due direzioni principali nel piano orizzontale. In questi casi la verifica andrà eseguita a partire dalla quota di stacco, avendo cura di considerare l'effetto di questo vincolo sulla forma del meccanismo di collasso e l'amplificazione dell'azione sismica a quella quota della struttura. Queste situazioni sono spesso caratterizzate da notevole vulnerabilità.

Nei campanili, la cella campanaria può risultare un elemento particolarmente vulnerabile, in quanto sono presenti ampie bucatore che producono pilasutri spesso snelli e poco caricati, con rotture a taglio per scorrimento. Analoghe considerazioni valgono per gli elementi snelli e svettanti, spesso presenti sulla sommità delle torri; la loro vulnerabilità è in primo luogo dovuta al modesto carico verticale (associato al solo peso proprio), che garantisce un limitato effetto stabilizzante nei riguardi del ribaltamento. Ancora più critico è l'effetto di amplificazione del moto sismico che si verifica nelle parti più alte della costruzione: l'osservazione dei danni ha infatti mostrato come celle campanarie simili si siano comportate in modo molto diverso, a parità di azione sismica alla base del campanile, e ciò a causa della diversa interazione tra sisma, terreno di fondazione, struttura e sovrastruttura.

Considerata la minor complessità geometrica e costruttiva di queste costruzioni, rispetto a quelle delle tipologie analizzate nei due precedenti paragrafi, tutti questi aspetti possono essere in genere studiati con un'adeguata precisione, attraverso modelli strutturali affidabili e di dettaglio. In questo caso si ritiene che, pur con le dovute cautele, anche i modelli lineari possano fornire indicazioni utili ed attendibili, in quanto la ridistribuzione delle sollecitazioni in una struttura sostanzialmente isostatica è sempre modesta. Ciò consente l'utilizzo dell'analisi dinamica, in particolare di quella modale, particolarmente importante per comprendere gli aspetti di amplificazione del moto prima descritti.

La relativa chiarezza dello schema strutturale e del comportamento di questa tipologia strutturale consente, in molte situazioni reali, di ricondurre la struttura a modelli semplici e limitare ad alcuni casi tipici i meccanismi di danno e collasso.

Modelli meccanici semplificati (LV1)

I meccanismi di danneggiamento e collasso di questa tipologia di strutture sono molteplici e dipendono sia dalla geometria (snellezza) sia dalle caratteristiche costruttive (qualità muraria e ammorsamenti). Nel caso di torri piuttosto tozze si riscontrano rotture a taglio, mentre in presenza di una qualità muraria scadente si verificano lesioni verticali, che partono dalla cella campanaria e tendono a dividere la struttura in parti.

Lo sviluppo di modelli meccanici semplificati capaci di analizzare questi meccanismi per una generalità di situazioni reali non è percorribile, per cui si suggerisce di procedere a verifiche specifiche, ancorché approssimate. Per una valutazione quantitativa con modelli meccanici semplificati è invece possibile fare riferimento al collasso per presso flessione, ovvero considerare la torre come una mensola, sollecitata da un sistema di forze orizzontali oltre che dal proprio peso, che può andare in crisi in una generica sezione per schiacciamento nella zona compressa, a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione.

La verifica a pressoflessione di una struttura snella in muratura si effettuerà confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

La verifica andrà eseguita, secondo le due direzioni principali di inerzia della sezione, a diverse altezze, in quanto non è possibile identificare a priori la sezione più critica, essendo presenti rastremazioni nello spessore della muratura ed indebolimenti per la presenza di aperture. A tale scopo si suddividerà la struttura in n settori di caratteristiche geometriche uniformi effettuando la verifica in corrispondenza di ogni cambio di sezione. La verifica in ogni sezione andrà condotta secondo le due direzioni principali in quanto nella direzione di maggior rigidezza il periodo di vibrazione principale essendo inferiore potrebbe generare una domanda sismica più elevata.

Nel caso di una struttura a sezione rettangolare cava, nell'ipotesi che lo sforzo normale agente non sia superiore a $0.85f_{cd}$, il momento ultimo resistente alla base dell' i -esimo settore può essere calcolato come:

$$M_{u,i} = \frac{\sigma_{0i} A_i}{2} \left(h_i - \frac{\sigma_{0i} A_i}{0.85 a_i f_d} \right) \quad (5.18)$$

dove:

- $M_{u,i}$ è il momento corrispondente al collasso per presso flessione della sezione i -esima di analisi;
- a_i è il lato perpendicolare alla direzione dell'azione sismica considerata della sezione i -esima di analisi, depurato dalle eventuali aperture;
- h_i è il lato parallelo alla direzione dell'azione sismica considerata della sezione di analisi;
- A_i è l'area totale della sezione di analisi (nel caso di sezione cava di spessore costante essa è pari a $2s_i(a_i+b_i-2s_i)-B_i$, con s_i spessore della muratura nella sezione e B_i area della bucatore presenti);
- σ_{0i} è la tensione normale media nella sezione di analisi (W/A_i , con W pari al peso della struttura presente al di sopra della sezione di analisi);
- f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura (tenendo conto del fattore di confidenza F_c).

Il momento agente di calcolo può essere valutato considerando un sistema di forze distribuite lungo l'altezza della struttura, assumendo una forma lineare degli spostamenti. La forza da applicare in corrispondenza del baricentro di ciascun concio è data dalla formula seguente:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{k=1}^n W_k z_k} F_h \quad (5.19)$$

dove:

- $F_h = 0.85 S_d(T_1) W/g$;
- W_i e W_k sono i pesi dei settori i e k rispettivamente;
- z_i e z_k sono le altezze dei baricentri dei settori i e k rispetto alle fondazioni;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, funzione del primo periodo T_1 della struttura secondo la direzione considerata;

- $W = \sum W_k$ è il peso complessivo della struttura;
- g è l'accelerazione di gravità.

La risultante delle forze sismiche agenti nella sezione i -esima è data da:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k W_k}{\sum_{k=1}^n z_k W_k} F_h \quad (5.20)$$

L'altezza z_{Fi} cui applicare la forza F_{hi} viene valutata, attraverso la relazione:

$$z_{Fi} = \frac{\sum_{k=1}^n z_k^2 W_k}{\sum_{k=1}^n z_k W_k} - z_{i*} \quad (5.21)$$

dove:

- z_k è la quota del baricentro della massa del k -esimo settore rispetto alla base, avente peso W_k ;
- z_{i*} è la quota della i -esima sezione di verifica rispetto alla base;

Imponendo l'uguaglianza tra il momento ultimo e il momento di progetto:

$$M_{u,i} = F_{hi} z_{Fi} \quad (5.22)$$

è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta critico:

$$S_{d,SLU,i} = \frac{M_{u,i} g}{0.85 W z_{Fi}} \frac{F_h}{F_{hi}} \quad (5.23)$$

Il valore dell'accelerazione massima del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo nella sezione i -esima vale:

$$a_{SLU,i} = \begin{cases} 0.4 S_{d,SLU,i} & T_i \leq T_C \\ 0.4 S_{d,SLU,i} \frac{T_i}{T_C} & T_i > T_C \end{cases} \quad (5.24)$$

dove:

- q è il fattore di struttura che, a meno di più accurate valutazioni, può essere assunto, in analogia a quanto fatto per gli edifici, pari a 3, nel caso di strutture regolari in elevazione, o ridotto fino a 2.25, in presenza di bruschi cambiamenti di rigidità lungo l'altezza o di strutture adiacenti a contatto;
- T_C è un periodo caratteristico dello spettro di risposta, definito al punto 3.2.3 dell'Ordinanza (si assume che strutture di questa tipologia non abbiano mai periodo inferiore a T_B o superiore a T_D);
- T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura, che potrà essere valutato attraverso: a) l'analisi modale di un modello a mensola equivalente; b) algoritmi iterativi che considerano la variazione delle masse e delle rigidità lungo l'altezza (adottando, per i materiali, i valori dei moduli elastici fessurati), a partire da una forma modale opportunamente assunta; c) formule semplificate, se sufficientemente attendibili. Nel caso di strutture a prevalente sviluppo verticale, il primo periodo di vibrazione in fase elastica può essere ricavato da misure dinamiche con rumore ambientale (o forzate, ad esempio indotte dalle campane); per la valutazione del comportamento a stato limite ultimo deve essere utilizzato il periodo in fase fessurata, che può essere ottenuto moltiplicando il valore del periodo identificato dalle misure dinamiche per un coefficiente compreso tra 1.4 e 1.75.

L'accelerazione allo stato limite ultimo a_{SLU} per la struttura è data dalla minima $a_{SLU,i}$ trovata.

Nel caso di torri o campanili posti a contatto con altre strutture di minore altezza sarebbe necessario valutare tale accelerazione anche nella sezione posta alla quota di stacco assumendo una forma modale opportuna, diversa da quella pressoché lineare, sia per la stima del periodo di vibrazione, sia per il calcolo dell'altezza z_{Fi} cui applicare la forza F_{hi} .

5.4.5 Ponti in muratura, archi trionfali ed altre strutture ad arco

Gli elementi ad arco (o a volta) sono diffusi nel patrimonio monumentale sia come strutture singole (archi trionfali), sia come parti caratterizzanti di opere più complesse (ponti in muratura).

L'intuizione del comportamento sismico degli archi nei riguardi di azioni orizzontali non è banale, in quanto manca una sistematica osservazione dei danni post-terremoto ed i metodi di analisi non sono diffusi nella pratica professionale: alcune considerazioni sulla risposta di un singolo arco possono quindi essere utili per comprendere le strutture più complesse. Nei riguardi dei carichi verticali in genere il sistema arco-piedritto (o la volta a botte su pareti) va in crisi per perdita di equilibrio; se i carichi sono prevalentemente in chiave, si formano cinque cerniere, una delle quali in chiave, con apertura della lesione all'intradosso; le cinque cerniere suddividono la struttura in quattro conci, che possono essere assunti rigidi. Nel caso di un'azione sismica orizzontale, il sistema si lesiona in modo non simmetrico, con formazione di quattro cerniere, due nei piedritti e due nell'arco, con una lesione all'intradosso leggermente spostata rispetto alla chiave ed una all'esradosso alle reni. In entrambe le condizioni di carico sono rari i meccanismi di scorrimento, in quanto l'attrito tra i conci costituisce un efficace contrasto, essendo le forze sempre pressoché ortogonali ai piani di contatto tra i conci stessi.

Nel caso di uno studio a collasso per il singolo arco è importante valutare (oltre alla presenza di carichi statici) la reale geometria strutturale: infatti, al di sopra delle imposte è spesso presente un rinfianco strutturale, costituito da muratura o conglomerato. Il rinfianco non è un mero riempimento ma, se adeguatamente costruito, un elemento che riduce la vulnerabilità della struttura: infatti, in genere, le lesioni si formano sopra la zona di rinfianco (questo, di fatto, riduce la luce dell'arco). I modelli che non considerano questa situazione costruttiva risulteranno troppo cautelativi nei confronti del collasso.

Inoltre, le strutture ad arco risultano molto sensibili al danneggiamento nel caso di movimenti differenziali delle imposte. L'azione sismica, nel caso di arcate di grande luce (ponti) può indurre un moto non sincrono alla base dei piedritti, sia a causa della propagazione delle onde nel terreno, sia per l'effetto di una diversa amplificazione locale del moto, nel caso di condizioni del terreno differenti alla base delle pile; in tutti questi casi il sisma imprime, istante per istante, spostamenti orizzontali differenti alle imposte dell'arco, con conseguente possibile fessurazione.

I ponti ad arco, elementi di grande rilevanza sotto il profilo storico e culturale per l'architettura delle infrastrutture, sono particolarmente importanti anche dal punto di vista strategico, essendo spesso ancora utilizzate per il traffico carrabile e ferroviario. Il comportamento sismico di queste strutture è differente a seconda della tipologia.

Nel caso di ponti che si sviluppano in territori non molto impervi (alvei fluviali), le pile avranno altezza ridotta e arcate in genere ribassate. La risposta longitudinale della struttura, prevalentemente legata ad una forma modale in cui le pile si comportano come mensole (sul 1° modo), non presenterà particolari problemi, data la forma tozza delle pile ed i limitati spostamenti in sommità alle stesse. Nei riguardi di un sisma trasversale, le pile, che sono poco snelle, possono lesionarsi a taglio e, nel caso di eccitazione sui modi superiori (vibrazione in senso alternato delle pile), si possono verificare lesioni diagonali nelle volte.

Nel caso di ponti ad una sola arcata di grande luce, a meno che non ci siano problemi di fondazione sulle spalle, la risposta è maggiormente influenzata dalla componente verticale dell'azione sismica.

La tipologia del viadotto risulta, data la notevole snellezza delle pile, sensibile sia all'eccitazione longitudinale (se le pile hanno altezze differenti, esse vibrano con periodi diversi, con la possibilità di creare allontanamenti nelle imposte delle arcate e conseguente fessurazione), sia a quella trasversale (gli spostamenti in sommità delle pile possono risultare in controfase e l'impalcato risulta distorto; la risposta dipende dalla rigidità dello stesso nei confronti degli elementi verticali di sostegno).

Nel caso di viadotti a molte arcate, le pile possono essere fondate su terreni di caratteristiche geomeccaniche differenti, in particolare sui due versanti; le diverse proprietà del terreno, la potenza degli strati e gli effetti topografici producono fenomeni di amplificazione (o deamplificazione) del moto sismico; l'azione alla base delle diverse pile assume quindi una variabilità spaziale, che si traduce in un'eccitazione differenziata (moto non sincrono).

Infine, nei ponti ad arco in muratura sono possibili meccanismi di collasso locale nei timpani, sopra alle arcate, che si comportano come veri e propri muri di contenimento del riempimento (ballast), il quale esercita un'azione statica spingente, cui va aggiunto l'incremento in presenza di sisma. Analogamente a quanto avviene negli edifici in muratura, questo meccanismo è spesso quello che si verifica per primo, per livelli piuttosto bassi dell'azione sismica; l'osservazione dei danni prodotti in occasione dei recenti terremoti in Italia ha mostrato, sostanzialmente, solo l'attivazione di questi meccanismi. La verifica dei

meccanismi locali di singole porzioni murarie per azione fuori dal piano è quindi essenziale anche nella valutazione della sicurezza sismica dei ponti ad arco in muratura. Essa può essere eseguita con procedure analoghe a quelle proposte nell'Ordinanza per gli edifici, considerando l'incremento dell'azione dovuto alla posizione del timpano nell'ambito del manufatto.

La modellazione agli elementi finiti può consentire una modellazione di dettaglio del ponte ad arco in muratura, che tuttavia presenta notevoli difficoltà nella valutazione dei moduli elastici da attribuire ad alcune parti; ad esempio, il riempimento corrisponde ad una porzione significativa della struttura, dal punto di vista del volume, e quindi la risposta risulta molto sensibile alle caratteristiche ad esso attribuite.

Per una valutazione più attendibile della capacità sismica fino allo stato limite ultimo sarebbe necessario utilizzare legami costitutivi non lineari. Essendo i meccanismi di collasso delle arcate e delle pile prevalentemente governati dalla formazione di cerniere, con apertura di lesioni in corrispondenza dei giunti di malta, il legame elastico non lineare di solido non resistente a trazione risulta adeguato, anche se non va dimenticato che, essendo isotropo, esso non considera l'orientazione dei giunti di malta tra gli elementi. Tale modello tuttavia non consente di descrivere in modo corretto la risposta dei timpani, caratterizzati di danneggiamenti per scorrimento con attrito, e del riempimento.

Il collasso dei ponti ad arco sotto azione sismica può essere valutato attraverso l'analisi limite dell'equilibrio. L'approccio statico risulta piuttosto complesso sul piano operativo, in quanto ad ogni incremento della componente sismica orizzontale è necessario eseguire nuovamente la ricerca di una curva delle pressioni equilibrata in ogni punto della struttura. L'approccio cinematico, certamente più semplice nell'applicazione, presenta notevoli insidie, soprattutto nei ponti a molte arcate, in quanto l'individuazione del cinematismo di collasso risulta dipendere da molte cerniere, e la risposta può risultare molto sensibile al posizionamento delle stesse, specie nelle arcate.

6 CRITERI PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO E TECNICHE DI INTERVENTO

6.1 Strategie per la scelta dell'intervento di miglioramento

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione. La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione.

L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene. In questo senso dovranno essere valutati anche gli aspetti legati agli interventi per l'esecuzione di opere impiantistiche, per ciò che attiene l'impostazione progettuale, privilegiando l'adozione di soluzioni che limitino o escludano l'inserimento di impianti negli elementi strutturali.

Gli interventi devono essere in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va comunque valutata e giustificata nel quadro di una indispensabile visione d'insieme, portando in conto gli effetti della variazione di rigidità e resistenza degli elementi.

Il progetto degli interventi dovrà garantire la conservazione dell'architettura in tutte le sue declinazioni, in particolare valutando l'eventuale interferenza con gli apparati decorativi.

L'intervento deve essere realizzato solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi e l'impatto sulla costruzione storica. In particolare devono, in via generale, essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione-ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente. In situazioni di emergenza si può derogare da questa condizione, adottando tuttavia soluzioni provvisorie tali da produrre minime alterazioni permanenti.

La valutazione della sicurezza e una chiara comprensione della struttura devono essere alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi. In particolare, l'intervento dovrà essere proporzionato agli obiettivi di sicurezza e durabilità, contenendo gli interventi in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico. E' opportuno ricordare che, anche nei riguardi della prevenzione dai danni sismici, la semplice manutenzione può spesso evitare interventi fortemente trasformativi.

La scelta delle tecniche d'intervento sarà valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e

durabilità. Dovranno essere privilegiati gli interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio ed i nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, dovranno essere valutati alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.

Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. Da questo punto di vista gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti e le deformazioni ed alterazioni, costituendo una testimonianza del passato, dovrebbero essere mantenute, eventualmente adottando misure atte a limitarne gli effetti negativi sulle condizioni di sicurezza. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi. Per quanto possibile, è opportuno che gli interventi proposti siano controllabili in corso d'opera. Il progetto di ogni intervento deve essere corredato da una documentazione descrivente l'esecuzione, che diverrà parte integrante della relazione finale sui lavori realizzati. Tutte le attività di controllo e monitoraggio dovranno essere documentate e conservate come parte della storia della costruzione.

La strategia di intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidità, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre estrema attenzione alle modifiche indotte allo schema strutturale);
- inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale di alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base (considerando accuratamente tutte le possibili ricadute sulla conservazione, ed in particolare la presenza di substrati archeologici);
- riduzione delle masse (con le dovute precauzioni);
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio (in questo caso sarà obbligatoria una verifica di compatibilità alle trasformazioni urbanistiche previste nei piani attuativi e nei cambi di destinazione d'uso degli edifici).

In generale gli interventi differiscono per:

- *Estensione*: Interventi limitati ad alcuni elementi; interventi estesi a tutta la struttura
- *Comportamento statico (e dinamico) accertato e conseguito*: Interventi che non modificano l'attuale comportamento statico; Interventi che pur modificando l'attuale comportamento statico, sono coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale; Interventi che modificano l'originale comportamento statico
- *Invasività e reversibilità*: invasivo è l'intervento teso alla modifica permanente degli elementi resistenti, che si contrappone all'intervento reversibile, il quale integra gli elementi resistenti e/o condiziona le sollecitazioni senza trasformare in modo permanente la struttura originale.
- *Stato di coazione fornito*: Interventi passivi, che non forniscono uno stato di coazione agli elementi originali; Interventi attivi, che introducono stati di sollecitazione attraverso azioni autoequilibrate.
- *Integrità architettonica*: intervento in grado di conservare non solo la qualità materico costruttiva del manufatto, ma anche la tipologia ed il suo aspetto
- *Durabilità e compatibilità materiale*: Intervento durabile nel tempo, anche in rapporto alle caratteristiche chimico fisiche della materia storica.

L'intervento dovrà essere valutato anche in ragione del suo costo, rapportandolo all'entità del beneficio da esso prodotto ed all'effettiva necessità.

6.2 Influenza degli interventi di adeguamento impiantistico

Sono frequenti i casi in cui gli interventi sugli edifici esistenti nascono da esigenze non specificatamente strutturali; ne sono un esempio gli adeguamenti impiantistici, legati o meno ad esigenze di adeguamento normativo. Quasi sempre questi interventi interagiscono con parti strutturali e capita assai frequentemente che, se non adeguatamente calibrati, essi comportino una sensibile riduzione di resistenza degli elementi interessati e, talvolta, una trasformazione del funzionamento della costruzione.

È essenziale, quindi, che ogni qualvolta si interagisca con elementi a valenza strutturale (sia nei confronti dei carichi verticali che di quelli orizzontali), si valuti l'impatto dell'intervento sulla capacità resistente dell'elemento interessato e le eventuali ripercussioni sugli elementi con esso interagenti o sulla struttura nel suo complesso. La valutazione dell'indice di sicurezza sismica deve pertanto essere riferita alla struttura eventualmente modificata da questi interventi non dichiaratamente strutturali.

È quindi opportuno evitare interventi che comportino una riduzione della capacità resistente degli elementi o riducano l'efficacia dei collegamenti. Qualora ciò non sia possibile, è necessario valutare l'impatto di tali interventi sul comportamento complessivo della costruzione, adottando adeguate contromisure, mediante specifici interventi di consolidamento atti a bilanciare gli effetti negativi indotti, ferma restando la compatibilità con le esigenze di tutela e di conservazione del bene.

A titolo esemplificativo ma non esaustivo, si possono considerare tra gli interventi che riducono la capacità resistente della struttura:

- i tagli negli orizzontamenti, sia su tutto lo spessore (formazione di cavedii), sia in traccia (passaggio di impianti a pavimento);
- i tagli orizzontali nelle murature, per i quali è indispensabile limitarne l'estensione e la profondità, e deve essere tenuto conto della diminuita capacità resistente degli elementi interessati;
- i tagli verticali nelle murature, che in alcuni casi, per la loro posizione, sono tali da ridurre non solo la resistenza degli elementi ma anche i collegamenti tra le pareti murarie;
- tutte quelle operazioni che peggiorano la configurazione strutturale nei riguardi dell'azione sismica, sia in termini di dettagli costruttivi che di configurazione globale (ad es.: demolizioni in prossimità di incroci murari).

Quanto sopra riportato è da intendersi riferito sia alla vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, sia al comportamento dell'intera costruzione. In quest'ultimo caso, dovrà essere valutato l'impatto del complesso degli interventi connessi ad adeguamenti impiantistici, realizzati in diverse porzioni dell'immobile, anche se differiti nel tempo.

6.3 Operazioni tecniche di intervento

6.3.1 Premesse

Nel seguito sono fornite indicazioni generali per la scelta degli interventi di miglioramento sismico degli edifici in muratura, con riferimento ad alcune tecniche di utilizzo corrente. Gli interventi possibili per ciascuna patologia o forma di vulnerabilità sono generalmente più d'uno, con caratteristiche diverse in termini di efficacia, invasività, reversibilità, compatibilità, durabilità e costi.

La scelta della soluzione è compito primario del progetto e deve essere predisposta dopo attento esame della specifica situazione e verifica dell'efficacia della soluzione proposta. A tal fine è opportuno predisporre prove preliminari di fattibilità dell'intervento e programmare indagini a posteriori per certificare la buona riuscita dell'intervento.

Non deve essere trascurata la possibilità di ricorrere ad opere provvisorie, che per la loro intrinseca spiccata reversibilità appaiono interessanti nei riguardi della conservazione e possono risultare, dopo attenta valutazione, anche una soluzione definitiva nel caso di un bene tutelato.

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 ne sia emersa la necessità a seguito di una valutazione della sicurezza sismica. Ovviamente non sono da considerarsi escluse tecniche di intervento non citate, metodologie innovative o soluzioni particolari che il professionista individui come adeguate per il caso specifico.

In ogni caso nessun intervento può essere considerato a priori non strutturale o privo di effetti sul comportamento strutturale.

6.3.2 Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti

Tali interventi sono mirati ad assicurare alla costruzione un soddisfacente comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammassamento 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, quando ciò non appaia garantito dai solai o da altre strutture. 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 il capochiave possono essere utilizzati paletti semplici (bolzoni) o piastre; ad eccezione dei casi di murature particolarmente scadenti, realizzate con elementi di piccole dimensioni, è preferibile l'uso di bolzoni, in quanto essi vanno ad interessare una porzione di muratura maggiore rispetto alle piastre. In ogni caso il dimensionamento del capochiave deve tener conto delle caratteristiche dell'elemento murario (colonna, pilastro) collegato. Spesso risulta 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. E' da valutare con attenzione il ricorso agli ancoraggi per aderenza (mediante iniezioni di resine o malte a base cementizia nella muratura), sia per le possibili incompatibilità tra i materiali che per la difficoltà di controllare l'efficacia dell'ancoraggio. I tiranti dovranno in via generale essere disposti in posizione affiancata alle murature principali, a livello degli orizzontamenti. Nei casi in cui sia indispensabile forare la parete in direzione longitudinale (casi che si cercherà il più possibile di evitare), si dovrà di regola dare la preferenza a catene inserite in guaina e non iniettate, per rendere reversibile l'intervento, consentire l'eventuale ripresa di tesatura, evitare l'insorgenza di sollecitazioni indesiderate. Per quanto riguarda la tesatura dei tiranti, si dovranno adottare tensioni limitate, tali da produrre nelle murature tensioni di compressione nettamente inferiori ai valori ritenuti ammissibili.

Cerchiature esterne con elementi metallici o materiali compositi, possono garantire un efficace collegamento tra murature ortogonali 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 opportuni elementi di ripartizione; nel caso si usino fasce in materiale composito, si dovrà procedere allo smusso degli spigoli.

Ammassamenti, tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, si possono realizzare con la tecnica scuci e cuci (con elementi lapidei o in laterizio), qualora i collegamenti tra gli elementi murari siano deteriorati (per la presenza di lesioni) o particolarmente scadenti. Si tratta comunque di un intervento per sua natura demolitivo e sostitutivo della materia antica, da valutare quindi con cautela, caso per caso.

L'uso di perforazioni armate deve essere limitato ai casi in cui non siano percorribili altre soluzioni, 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.

Si precisa che questi interventi di collegamento locale sono efficaci per il comportamento d'assieme della costruzione solo in presenza di murature di buone caratteristiche, mentre per le murature scadenti è preferibile l'inserimento di tiranti, che garantiscono un collegamento complessivo.

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. 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 o in materiale composito, resa aderente alla muratura del cordolo tramite conglomerato. Il collegamento tra il cordolo e la muratura sottostante può essere in genere garantito dall'aderenza, l'ingranamento e l'attrito (in alcuni casi può essere opportuno eseguire un consolidamento della muratura sommitale della parete, ad esempio tramite iniezioni di malta). L'uso di perfori armati disposti con andamento inclinato deve essere, per quanto possibile, evitato.

- in acciaio, rappresentando una valida alternativa per la loro leggerezza e la limitata invasività. Essi possono essere eseguiti in due diversi modi: a) attraverso una struttura reticolare, in elementi angolari e piatti metallici, posta in sommità e collegata tramite perfori armati¹³; b) tramite piatti o profili sui due paramenti, posti poco al di sotto della sommità della muratura e collegati tra loro con barre passanti. In presenza di muratura di scarsa qualità, l'intervento deve essere accompagnato da un'opera di bonifica della fascia di muratura interessata. Il collegamento del cordolo alla muratura, opportunamente consolidata se necessario, viene eseguito tramite perfori armati. I cordoli metallici si prestano particolarmente bene al collegamento degli elementi lignei della copertura e contribuiscono all'eliminazione delle eventuali spinte.
- in calcestruzzo armato (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. E' in genere opportuno un consolidamento della muratura sommitale, per limitare la diversa rigidità dei due elementi. Il collegamento tramite perfori armati può essere adottato, se ritenuto necessario, dopo aver verificato che questi possono essere ancorati efficacemente nella muratura, eventualmente consolidata.

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. 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.

L'inserimento di cordoli in c.a. nello spessore della muratura ai livelli intermedi produce conseguenze negative sul funzionamento strutturale della parete, oltre che essere un intervento non compatibile con i criteri della conservazione. Eventualmente, nel caso di pareti molto deformabili flessionalmente per l'elevata distanza tra i muri di spina ortogonali, possono risultare utili i 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. Nel caso di pareti perimetrali, può essere valutata la possibilità di eseguire il cordolo con un solo profilo all'interno, ancorato al paramento murario esterno attraverso ancoraggi passivi diffusi.

6.3.3 Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento

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 (ad esempio estradossali) purché ne sia dimostrata l'efficacia nel contenimento della spinta e siano verificate le sollecitazioni taglienti e flessionali che si producono nella parete. 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).

Per assorbire le spinte di volte ed archi deve essere anche considerata la possibilità di realizzare contrafforti o ringrossi murari. Questi presentano, peraltro, un certo impatto visivo sulla costruzione e 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.

¹³ I perfori servono a collegare gli elementi di acciaio posti sulle due facce della parete.

La realizzazione all'estradosso di controvolte in calcestruzzo, armate o no, è da evitarsi, per la riduzione dello stato di compressione nella volta in muratura e l'aumento delle masse sismiche, oltre che per l'impovertimento che induce, in termini di valori culturali e testimoniali, nel manufatto storico.

E' possibile il ricorso, sull'estradosso, a tecniche di placcaggio con fasce di materiale composito, perché più leggere e comunque amovibili. Tuttavia vanno considerate le seguenti problematiche: diversa traspirabilità tra le zone placcate e non (specie in presenza di affreschi all'intradosso); durabilità (l'esperienza di comportamento nel tempo, sia delle fibre sia delle resine di incollaggio, è ancora limitata); non completa reversibilità (la parte superficiale della muratura resta comunque impregnata dalla resina). La posizione delle fasce in fibra, specie in presenza di volte complesse, deve essere definita a seguito di una accurata valutazione strutturale, che ne dimostri l'efficacia. Il placcaggio all'intradosso con materiali compositi è efficace se associato alla realizzazione di un sottarco, in muratura o altro materiale (ad esempio legno lamellare), in grado di evitare le spinte a vuoto; queste possono essere equilibrate anche attraverso ancoraggi puntuali, diffusi lungo l'intradosso (questa soluzione è tuttavia maggiormente invasiva).

Per eliminare le spinte è anche possibile intervenire riducendo i carichi all'estradosso (riempimenti alleggeriti, frenelli, ecc), ponendo attenzione al fatto che ciò altera l'originale curva delle pressioni ed un minor carico permanente rende la volta maggiormente sensibile ai carichi accidentali.

Ovviamente, in presenza di lesioni deve essere prevista una riparazione, mirata a ricostituire il contatto tra i conci, tramite semplice iniezione di malta; in casi particolari potranno essere utilizzati cunei (biette) o si dovrà procedere a sostruzione muraria nelle zone soggette a schiacciamento. Particolari attenzioni dovranno essere poste nei casi in cui siano evidenti significative perdite di forma dell'arco o della volta; il loro recupero è spesso problematico, per cui si potrà ricorrere a sottarchi o altre strutture integrative.

6.3.4 Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento

I solai devono essere efficacemente collegati alle pareti murarie, attraverso un appoggio sufficientemente ampio e, talvolta, elementi di connessione che ne impediscano lo sfilamento. 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 possono costituire un ulteriore vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano, oltre all'ammorsamento con le pareti ortogonali ed ai sistemi di collegamento puntuale. Per le suddette ragioni risulta utile un limitato irrigidimento dei solai, di cui vanno valutati gli effetti, a cui si associa inevitabilmente un aumento della resistenza degli elementi. Solo in casi particolari risulta invece necessario un irrigidimento significativo dei solai nel proprio piano, con l'obiettivo di ripartire l'azione sismica tra le diverse pareti; nella maggior parte dei casi questa ripartizione porta a concentrare le forze sugli elementi più rigidi, anticipandone la rottura, e sugli elementi perimetrali, nel caso d'irregolarità planimetriche con accentuazione degli effetti torsionali. Compatibilmente con il rispetto delle precedenti finalità, è opportuno che i solai con struttura in legno siano il più possibile conservati, anche in considerazione del loro ridotto peso proprio.

Un limitato irrigidimento dei solai, 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 un controventamento realizzato con tiranti metallici. Nel caso di solai a semplice orditura, dovrà essere curato il collegamento con le pareti parallele alle travi, realizzandolo, ad esempio, con bandelle fissate al tavolato ed ancorate nella muratura.

Nei casi in cui risulti necessario un consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali, è possibile, con le tecniche legno-legno, limitare la deformabilità flessionale ed aumentare la resistenza con un secondo tavolato, utilizzando, ortogonalmente rispetto al tavolato esistente, dei nuovi tavoloni continui, resi collaboranti alle travi mediante perni anche di legno.

Anche mediante la tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo, eventualmente alleggerito, si può realizzare un irrigidimento nel piano del solaio e flessionale; gli effetti di tale intervento vanno valutati in relazione alle specifiche esigenze di conservazione. Nel caso in cui gli elementi lignei non siano adeguatamente collegati alle murature, può risultare necessario collegare la soletta alle pareti, tramite elementi puntuali analoghi a quelli già indicati.

Nel caso di solai a travi in legno e piastrelle di cotto, se viene dimostrata l'insufficiente resistenza nel piano, possono essere adottati interventi di irrigidimento all'estradosso con sottili caldane armate in calcestruzzo alleggerito, opportunamente collegate alle murature perimetrali ed alle travi in legno.

Nel caso di solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio (putrelle e voltine o tavelloni), può essere necessario collegare tra loro i profili saldando bandelle metalliche trasversali, poste all'intradosso o all'estradosso. Inoltre, in presenza di solai di luce significativa, per meglio vincolare la parete muraria, è opportuno collegarla in mezzaria ai profili di bordo.

6.3.5 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.

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. Oltre al collegamento con capochiave metallico, che impedisce la traslazione, si possono realizzare cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature sia alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un elemento di connessione sul bordo superiore delle murature ed un elemento di ripartizione dei carichi concentrati delle orditure del tetto. Vanno in generale evitati i cordoli in cemento armato di elevato spessore, per la diversa rigidità che essi introducono nel sistema e per l'impatto che producono. Essi possono essere utilizzati solo quando non alterino la situazione statica della muratura e ne sia dimostrata chiaramente l'efficacia, coerentemente con quanto già indicato al punto 6.2.1.

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).

Possono essere introdotte forme di parziale irrigidimento delle falde, ad esempio per mezzo di tavolati sovrapposti e incrociati a quelli esistenti, con opportuni collegamenti ai bordi della muratura, o tramite controventi posti all'intradosso, realizzati con semplici catene metalliche.

6.3.6 Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari

Questi interventi sono mirati sia al risanamento ed alla riparazione di murature deteriorate e danneggiate, sia al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura; la soluzione tecnica da applicare andrà valutata 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 rigidità, 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 cuci 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 non può essere affidato il compito di realizzare efficaci ammorsature tra le pareti murarie. 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. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della miscela da iniettare, curandone la compatibilità chimico-fisico-meccanica con la tipologia muraria oggetto dell'intervento. Malte a base cementizia possono produrre danni alle murature e in particolare alle superfici, per la produzione di sali; l'affioramento di sali solubili dalla malta provoca efflorescenze sulla superficie della muratura, particolarmente dannose in presenza di antichi intonaci storici o affreschi. Tali malte potranno essere utilizzate solo dopo averne accuratamente valutati gli eventuali effetti negativi.

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. Si tenga presente, tuttavia, che tale tecnica potrebbe andare a cancellare tracce storiche significative, come le vecchie stilature e allisciature. Essa va usata quindi con cautela e previa opportune analisi.

L'inserimento di diatoni artificiali, realizzati in conglomerato armato dentro fori di carotaggio, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innescio 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). Va tenuto presente che si tratta di un intervento che può assumere carattere invasivo e quindi irreversibile, anche in relazione all'estensione necessaria per la sua efficacia, e per tale ragione va applicato solo ove effettivamente necessario.

Nel caso in cui la porzione muraria che necessita di rinforzo sia limitata, una valida alternativa è rappresentata dai tirantini antiepsulsi, 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.

Il placcaggio delle murature con intonaco armato costituisce un intervento invasivo e non coerente con i principi della conservazione; inoltre, l'efficacia è garantita solo in presenza di una perfetta realizzazione, con intonaco armato su entrambi i paramenti e posa in opera delle necessarie barre trasversali di collegamento. Dal punto di vista sismico, è opportuno considerare che l'elevata rigidità a taglio dei pannelli murari così rinforzati altera profondamente il comportamento originario della costruzione, non sempre in modo favorevole. Tale tecnica può essere presa in considerazione solo nel caso di murature gravemente danneggiate e incoerenti, sulle quali non sia possibile intervenire altrimenti, o in porzioni limitate di muratura, pesantemente gravate da carichi verticali. In questi casi un'alternativa può essere anche la demolizione e ricostruzione della porzione muraria.

Il placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato è anch'esso un intervento invasivo, la cui efficacia va adeguatamente comprovata, sia a livello locale che di comportamento globale; inoltre valgono le considerazioni già formulate al punto 6.2.2, relativamente alla compatibilità di questi materiali e delle resine di incollaggio con la muratura storica. Tale tecnica può rappresentare una soluzione per interventi localizzati, ad esempio rinforzi flessionali di fasce murarie, verticali od orizzontali, per assorbire la spinta di elementi della copertura, di archi e di volte.

Le perforazioni armate, indicate al punto 6.2.2 come possibile soluzione per il miglioramento puntuale del collegamento tra elementi murari (anche se con forti riserve), non possono essere considerate come efficace soluzione per un intervento sistematico e generalizzato di consolidamento della muratura. Analogo discorso vale per i sistemi di tirature diffuse nelle tre direzioni ortogonali, in particolare anche nella direzione trasversale, che pur se mirate a migliorare la monoliticità ed il comportamento meccanico del corpo murario, hanno un forte impatto sulla conservazione della materia storica.

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. Tale soluzione tende a snaturare l'originale funzionamento della costruzione in muratura, per cui deve essere presa in considerazione solo in assenza di alternative.

Nel caso di pareti decorate o di superfici affrescate gli interventi di consolidamento citati possono essere utilizzati solo agendo con estrema cautela; per quanto possibile è da ritenersi preferibile consolidare altre strutture contigue con interventi di analoga efficacia e comunque operare con l'ausilio anche di competenze specializzate nel restauro di tali superfici.

6.3.7 Pilastri e colonne

Essendo pilastri e colonne 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; in alcuni casi può essere accettabile il ricorso ad incollaggi con resine;
- eliminare o comunque contenere le spinte orizzontali mediante provvedimenti, quali l'inserimento di catene in presenza di archi, volte e coperture o, ove opportuno, la realizzazione od il rafforzamento di contrafforti;
- ricostituire o realizzare collegamenti di idonea rigidità, al fine di trasferire le azioni orizzontali ad elementi murari di maggiore rigidità.

Vanno evitati, se non in mancanza di alternative da dimostrare con dettagliata specifica tecnica, gli inserimenti di ane metalliche in asse alla colonna, cui affidare la capacità portante, o di tiranti verticali precompressi, per conferire maggiore resistenza a flessione e taglio.

6.3.8 Interventi su elementi non strutturali

Per la valutazione della vulnerabilità sismica degli elementi non strutturali (cornicioni, parapetti, camini) sarebbe necessario tenere conto della possibile amplificazione delle accelerazioni alle diverse quote dell'edificio e dell'interazione dinamica tra l'elemento e la struttura. In genere l'esperienza dei costruttori, consolidata nei secoli, ed il collaudo del tempo devono essere tenuti presenti per giudicare la sicurezza di questi elementi, in particolare di quelli che non presentano evidenti problematiche nel collegamento con la struttura (fessurazioni, rotazioni, ecc.).

Nei casi ritenuti problematici, occorre intervenire migliorando la capacità di spostamento prima dello stato limite ultimo, tramite ritegni laterali o ampliamenti della base d'appoggio, ed eventualmente migliorare la connessione con la struttura, tenendo presente che una variazione delle proprietà dinamiche può incrementare l'azione sismica sull'elemento.

6.3.9 Interventi in fondazione

L'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la sola o la principale causa dei danni osservati dopo un terremoto. E' possibile omettere gli interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora si riscontrino le seguenti condizioni:

- non siano presenti significativi dissesti attribuibili a cedimenti in fondazione e sia stato accertato che dissesti di questa natura non si siano verificati neppure in passato;
- gli interventi progettati sulla struttura in elevazione non comportino sostanziali alterazioni dello schema statico del fabbricato;
- gli stessi interventi non comportino rilevanti modifiche delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Nei casi in cui le indagini e le analisi mettano in evidenza la necessità di un intervento in fondazione, l'intervento stesso dovrà mirare alla massima uniformità delle condizioni di appoggio al fine di ottenere una distribuzione il più possibile uniforme delle pressioni di contatto. A tal fine, in generale sono da privilegiare interventi di ampliamento della base fondale con sottomurazione, rispetto al ricorso a pali di piccolo diametro o ad altre tecniche di consolidamento localizzato del terreno quali trattamenti colonnari con *jet grouting* o *deep mixing*.

L'intervento potrà essere basato sui seguenti provvedimenti, o su di una combinazione di essi.