



Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti



Dipartimento
della Protezione Civile



Università degli Studi della Basilicata, Dip. di Strutture,
Geotecnica, Geologia applicata all'Ingegneria

INGV/GNDT- GRUPPO NAZIONALE PER LA DIFESA DAI TERREMOTI

Programma quadro 2000-2002

TEMA 1 - Valutazione del rischio sismico del patrimonio abitativo a scala nazionale

**Progetto: SAVE - Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del
patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani**

Task 2

**INVENTARIO E VULNERABILITÀ DEGLI EDIFICI PUBBLICI
E STRATEGICI DELL'ITALIA CENTRO-MERIDIONALE**

**LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO
DEGLI EDIFICI PUBBLICI MEDIANTE LE PROCEDURE VC
(VULNERABILITÀ C.A.) E VM (VULNERABILITÀ MURATURA)**





DIPARTIMENTO DI STRUTTURE, GEOTECNICA, GEOLOGIA APPLICATA ALL'INGEGNERIA

ATTI DI DIPARTIMENTO VOL N. 4 ANNO 2005

**LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO
DEGLI EDIFICI PUBBLICI MEDIANTE LE PROCEDURE
VC (VULNERABILITÀ C.A.) E VM (VULNERABILITÀ MURATURA)**

M. DOLCE, C. MORONI

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza.

LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO DEGLI EDIFICI PUBBLICI MEDIANTE LE PROCEDURE VC (VULNERABILITÀ C.A.) E VM (VULNERABILITÀ MURATURA)

Mauro Dolce, Claudio Moroni

Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza.

SOMMARIO

L'esigenza di effettuare analisi di vulnerabilità e rischio sismico si è manifestata nel passato soprattutto per grandi insiemi di strutture con caratteristiche omogenee, per i quali valutazioni avente carattere statistico erano sufficienti. Gli esiti di alcuni recenti terremoti hanno evidenziato la necessità di una valutazione più puntuale allorché l'attenzione è rivolta ad edifici pubblici di tipo strategico, per funzione e contenuto, come scuole e ospedali. Era, perciò, necessario mettere a punto uno strumento operativo intermedio tra i metodi per l'analisi della sicurezza e i metodi per la valutazione della vulnerabilità su larga scala, che ottimizzasse indagini e rilievi, accuratezza e complicazioni del calcolo, tenendo conto delle caratteristiche tipiche degli edifici da valutare.

Nel presente lavoro vengono illustrate le procedure VC (Vulnerabilità Calcestruzzo armato) e VM (Vulnerabilità Muratura), studiate e messe a punto per l'analisi della vulnerabilità degli edifici esistenti, caratterizzati da una progettazione per soli carichi verticali o anche antisismica ma secondo criteri non moderni. Per gli edifici in c.a. e per quelli in muratura sono stati utilizzati approcci simili, ma, a causa dei diversi comportamenti, della differente caratterizzazione delle strutture e delle differenti modalità di collasso, sono stati predisposte due procedure distinte, implementate su foglio elettronico, che consentono di operare in maniera rapida ed agevole su di un numero limitato di dati di input.

Parole chiave: Vulnerabilità Sismica, Edifici, Cemento Armato, Muratura, Rischio sismico

SUMMARY

The need for seismic vulnerability and risk analyses raised in the past mainly for large stocks of buildings with similar characteristics, requiring statistically reliable evaluations. The dramatic effects of some recent earthquakes on schools have emphasised the need for a more dependable evaluation for single structures, the attention being more focused on public buildings of great importance, such as schools and hospitals. It was, therefore, necessary to set up an operating tool, whose accuracy is intermediate between methods for safety analysis and those for the vulnerability of building stocks. Such tool must optimise in situ tests and inspections, accuracy and computational complexity, by exploiting the typical characteristics of the buildings to be evaluated. In the present work the VC (Vulnerability of reinforced Concrete buildings) and VM (Vulnerability of Masonry buildings) procedures are illustrated. They have been conceived and set up for the analysis of the seismic vulnerability of existing buildings, as they are usually characterised by a design for vertical loads only or even a seismic design with no modern criteria (capacity design and detailing). For R/C and masonry buildings similar approaches have been utilised, but, because of the different structural characteristics and modes of collapse, two different procedures have been set up. They are both implemented in an electronic data sheet easy to use, with few input data.

Keywords: Seismic Vulnerability, Buildings, Reinforced Concrete, Masonry, Seismic Risk

INDICE

SOMMARIO.....	3
SUMMARY	3
1. INTRODUZIONE.....	5
2. METODOLOGIA	6
3. EDIFICI IN C.A.....	8
3.1 Individuazione del o dei meccanismi di collasso possibili	8
3.2 Modelli di comportamento	10
3.2.1 Modello di comportamento in assenza di tamponature	10
3.2.2 Modello di comportamento in presenza di tamponature.....	13
3.3 Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di operatività e di collasso	16
4. EDIFICI IN MURATURA	25
4.1 Individuazione del o dei meccanismi di collasso possibili – edifici in muratura	25
4.2 Modello di comportamento	26
4.3 Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di operatività e di collasso	27
5. AFFIDABILITÀ DELLE STIME ED ASPETTI CONNESSI.....	32
RINGRAZIAMENTI	34
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	34

1. INTRODUZIONE

A seguito dei tragici eventi del 31.10.2002 e 1.11.2002, l'attenzione delle istituzioni e del mondo scientifico è stata indirizzata fortemente verso gli edifici pubblici, ed in particolare verso quelli scolastici, al fine di individuare e mettere a punto gli strumenti per la determinazione e la riduzione del loro rischio sismico. Nell'ambito delle azioni promosse dal Dipartimento della Protezione Civile è di particolare rilievo il programma quinquennale di verifica della vulnerabilità sismica delle opere pubbliche [P.C.M. 2003], la cui finalità è la razionalizzazione delle azioni di prevenzione basate su una conoscenza completa della situazione del rischio sismico delle opere pubbliche in Italia.

Precedentemente al citato evento, il GNDT aveva attivato nel 1996 il progetto LSU, insieme al Dipartimento della Protezione Civile e al Ministero del Lavoro, i cui risultati sono sintetizzati in [Cherubini et al. 1999], e nel 2001 il progetto SAVE (Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani), nell'ambito del quale il secondo dei quattro task è dedicato alla vulnerabilità sismica degli edifici pubblici e strategici, con particolare attenzione verso le scuole e gli ospedali.

Le metodologie oggi disponibili per la valutazione della vulnerabilità degli edifici, essenzialmente, puntano l'attenzione sull'edilizia residenziale, cercando di coglierne gli aspetti statistici, e sono legate all'evoluzione storica degli studi di vulnerabilità, a partire dal terremoto Irpino-Lucano del 1980 [Braga et al., 1982]. La volontà di valutare con maggior precisione l'effettiva vulnerabilità degli edifici residenziali [Benedetti, Petrini 1984] si è manifestata solo quando è stata allargata l'attenzione verso tipologie specialistiche, quali quelle monumentali, industriali nonché quelle degli edifici pubblici, cercando di individuare le caratteristiche puntuali delle singole strutture che possono maggiormente condizionare la resistenza sismica [Dolce 1996]. In generale, tali metodi sono finalizzati a indagini e valutazioni su larga scala e possono fornire stime affidabili in senso statistico, piuttosto che puntuale. Essi sono basati su rilievi sommari "a vista", e difficilmente possono tener conto delle differenze nei dettagli costruttivi e nelle resistenze dei materiali che caratterizzano edifici diversi. Per di più, raramente le capacità di resistenza al sisma sono valutate mediante modelli ingegneristici quantitativi, essendo le quantizzazioni tradotte in curve di fragilità o in matrici di probabilità di danno mediante regressioni statistiche su dati di terremoti passati. Se da un lato questi approcci garantiscono una buona robustezza della stima in senso statistico, essi non possono fornire indicazioni verosimili sul singolo edificio.

Sul versante opposto si collocano gli usuali metodi dell'analisi strutturale per la determinazione della sicurezza degli edifici rispetto alle diverse azioni, e in particolare rispetto a quella sismica. La

disponibilità attuale di potenti mezzi di calcolo permette di descrivere dettagliatamente il comportamento degli edifici (mediante modelli tridimensionali e analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari). L'affidabilità di tali valutazioni, però, è strettamente legata alla conoscenza di tutte le caratteristiche della struttura, relative ai materiali, alla geometria esterna e ai dettagli costruttivi, che spesso costituiscono il fattore cruciale nella risposta sismica a forti terremoti. Se il conseguimento di risultati pienamente affidabili è un fatto oggi realizzabile, i costi e i tempi connessi (per le indagini e i rilievi strutturali e per l'esecuzione dei calcoli) sono proibitivi, quando le valutazioni vanno effettuate su un numero di edifici dell'ordine delle centinaia di migliaia, quali gli edifici pubblici da sottoporre a programma di verifica ai sensi dell'art. 3 dell'O.P.C.M. 3274/2003 [PCM, 2003].

È evidente, pertanto, la necessità di uno strumento operativo intermedio tra metodi per l'analisi della sicurezza e i metodi per la valutazione della vulnerabilità su larga scala, che ottimizzi: da un lato indagini e rilievi, dall'altro l'accuratezza e le complicazioni del calcolo rispetto all'affidabilità dei risultati che si vogliono ottenere, tenendo conto delle caratteristiche tipiche degli edifici da valutare (generalmente edifici pubblici del dopoguerra).

Oggetto del presente lavoro è la descrizione della metodologia messa a punto per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici pubblici, e di quelli scolastici in particolare. Benché siano stati utilizzati approcci simili per gli edifici in c.a. e per quelli in muratura, a causa dei diversi comportamenti dei singoli elementi strutturali, della differente caratterizzazione delle strutture, delle differenti modalità di collasso, è stato indispensabile predisporre due modelli e due procedure distinte. Per contro, la generalità dell'approccio è tale che, se sono rispettate alcune ipotesi di base sulle caratteristiche strutturali, tipiche degli edifici del dopoguerra, le procedure messe originariamente a punto per gli edifici pubblici, possono essere affidabilmente applicate anche ad edifici residenziali, in particolare a quelli in c.a.. Le procedure qui descritte nascono da una prima versione delle procedure messe a punto subito dopo il terremoto del Molise del 2002 [Dolce 2003] e sono il frutto di una serie di affinamenti derivanti dall'applicazione estensiva ad edifici scolastici in Basilicata e Molise [Dolce et al. 2003, 2004, 2005c], a confronti sperimentali [Dolce et al. 2005b], a confronti con altre metodologie semplificate [Dolce et al. 2005a].

2. METODOLOGIA

La finalità dello studio è la valutazione della vulnerabilità sismica e del rischio sismico del singolo

edificio. La vulnerabilità è riferita a due livelli di danneggiamento, corrispondenti, in termini prestazionali [FEMA, 2000] alla condizione limite di operatività, ossia di danneggiamento lieve tale da non pregiudicare l'utilizzazione, e alla condizione di collasso incipiente. La vulnerabilità, pertanto, viene intesa come stima dell'intensità del terremoto per la quale l'edificio raggiunge le due condizioni dette. Il rischio, ovviamente riferito alle condizioni di pericolosità sismica del sito in cui sorge la costruzione, tenendo conto anche di eventuali effetti di amplificazione locale, viene espresso in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le due condizioni limite dette.

La metodologia utilizzata è basata su di un modello di calcolo semplificato, che permette l'analisi piano per piano, per la determinazione degli spostamenti relativi tra un piano e l'altro, ai fini della valutazione delle condizioni di operatività, e della resistenza sismica dell'organismo strutturale, ai fini della valutazione delle condizioni di collasso.

Il livello di complessità del modello è commisurato al livello di conoscenza della struttura reale, in termini di caratteristiche sia meccaniche dei materiali, che geometriche dei diversi elementi strutturali e dell'organismo strutturale nel suo insieme. Infatti, la conoscenza di una struttura esistente non è mai totale, ed il livello di dettaglio è commisurato ai tempi e ai costi di esecuzione dei rilievi e delle indagini sperimentali sui materiali e sugli elementi strutturali. La scelta del modello e l'intera procedura di analisi nascono dall'ottimizzazione dell'impegno richiesto, sia in termini di indagini in situ, sia in termini di calcolo, impegno che va commisurato ad una applicazione su scala relativamente ampia.

Gli edifici italiani, generalmente, sono caratterizzati da due tipologie strutturali, strutture intelaiate in calcestruzzo armato e strutture a pareti portanti in muratura, nettamente prevalenti in termini di numerosità. Avendo le due tipologie comportamenti e meccanismi di collasso totalmente differenti è stato necessario mettere a punto due diversi modelli e due diverse procedure.

Le due procedure, tuttavia, hanno in comune lo stesso approccio, basato su una valutazione della resistenza sismica piano per piano e sull'adozione di un opportuno coefficiente di duttilità, per tener conto delle capacità inelastiche della struttura, analogo al fattore di struttura delle norme sismiche, nonché lo stesso riferimento normativo [PCM 2003, 2005] per la valutazione dei principali parametri di comportamento.

La procedura può essere applicata secondo due logiche diverse. La prima, coerente con un'analisi della sicurezza svolta ai sensi della normativa, richiede la considerazione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza, così come definiti nell'OPCM 3274 e nelle normative specifiche relative ai diversi tipi e materiali strutturali, conduce ad una valutazione convenzionale e cautelativa della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame. La seconda prescinde dall'adozione

di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza e fa riferimento direttamente ai valori stimati più probabili delle resistenze dei materiali, essendo finalizzata alla determinazione della più probabile stima delle capacità sismiche della struttura in esame. Essa pertanto fornisce valutazioni meno cautelative ma più verosimili della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame.

L'adozione di numerose assunzioni sulle caratteristiche della struttura e dell'azione sismica, legate alla non perfetta conoscenza della struttura, basata su indagini sicuramente non esaustive, della pericolosità del sito, basata su una delle mappe disponibili a livello nazionale [SSN, 2001], dei terreni di fondazione, basata su conoscenze spesso sommarie dei profili stratigrafici, nonché l'adozione di un modello semplificato, limita, ovviamente, l'affidabilità dei risultati in termini assoluti. Ciononostante, l'applicazione di una stessa procedura ai diversi edifici permette di raffrontare in maniera diretta, e su base quantitativa, i loro livelli di vulnerabilità e di rischio, e di evidenziare quelle situazioni precarie, sulle quali occorre intervenire con maggiore urgenza.

3. EDIFICI IN C.A.

3.1 Individuazione del o dei meccanismi di collasso possibili

Un buon comportamento sismico delle strutture intelaiate in c.a. è legato alla formazione di un meccanismo di collasso globale, che coinvolge l'intera struttura sotto sismi violenti, producendo deformazioni anelastiche alle estremità delle travi di tutti i piani e alla base dei soli pilastri del piano terra (meccanismo a travi deboli – colonne forti). La realizzazione di un tale meccanismo richiede, però, un'accurata progettazione antisismica, basata sul principio di gerarchia delle resistenze, o "Capacity Design" [CEN, 2003], in Italia introdotto a livello normativo solo con la recente Ordinanza 3274/2003 [PCM, 2003], per le costruzioni in zona sismica ad alta duttilità. È quindi più probabile che, in un edificio esistente, si realizzi un meccanismo di collasso di piano, ossia un meccanismo a travi forti – colonne deboli [Park, Paulay, 1975], che coinvolge prevalentemente i pilastri di un solo piano, con la formazione di cerniere plastiche alle loro estremità. Il coinvolgimento di un numero ridotto di elementi strutturali di un unico piano alla dissipazione di energia e, in particolare, di pilastri soggetti, per la funzione che svolgono, a elevati sforzi di compressione, determina una ridotta duttilità disponibile e una limitata capacità dissipativa d'insieme della struttura. Valori bassi degli sforzi di compressione, rispetto alla resistenza, favoriscono un comportamento relativamente duttile dei pilastri, mentre valori elevati possono determinare rotture fragili per schiacciamento e favorire un collasso anticipato della struttura.

Comportamenti fragili possono anche derivare da elevate percentuali di armatura longitudinale, associate ad insufficiente armatura trasversale (staffe) o la presenza di pilastri corti, nei quali è prevalente la sollecitazione tagliente rispetto a quella flessionale. In tali casi la rottura fragile a taglio può anticipare la plasticizzazione a flessione.

Le strutture in c.a. esistenti, spesso progettate per soli carichi verticali, sono abitualmente caratterizzate da bassi quantitativi di armatura longitudinale nei pilastri, per cui, salvo particolari condizioni geometriche, il meccanismo di collasso più probabile è quello a colonne deboli e travi forti. A tale meccanismo si è fatto riferimento nella messa a punto del modello semplificato, caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche alle estremità di tutti i pilastri dei singoli piani.

L'assunzione di un meccanismo di collasso di piano, come quello più probabile, consente una serie di drastiche semplificazioni nel modello e nei dati da reperire. La valutazione della resistenza al collasso, infatti, può essere effettuata indipendentemente per ciascun piano e richiede la conoscenza della resistenza dei soli pilastri. Ciò consente di concentrare l'attenzione, per quanto riguarda il rilievo delle armature e la determinazione delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo, ai soli pilastri, limitando l'indagine sulle travi al solo rilievo geometrico.

La non perfetta rispondenza del modello alla realtà comporta, naturalmente, errori di stima della vulnerabilità sismica, che sono comunque in favore di sicurezza. Infatti la resistenza sismica che scaturisce dall'ipotesi di meccanismo a pilastri deboli – travi forti fornisce sicuramente un limite inferiore alla effettiva capacità resistente e duttile di una struttura intelaiata nella quale si sviluppino meccanismi alternativi o misti.

Nella progettazione degli edifici nuovi, il contributo positivo alla resistenza sismica delle tamponature e tramezzature consistenti è in genere trascurato (v. [PCM, 2003, 2005]), a causa della scarsa controllabilità delle loro caratteristiche e delle possibili variazioni nel tempo. Nella realtà tale contributo si è spesso rivelato decisivo nell'impedire il collasso dell'edificio, o nel ridurre sensibilmente i danni alla struttura. Per questo nel modello è possibile mettere in conto sia la rigidità che la resistenza dei principali elementi non strutturali. In generale la procedura valuta due ipotesi di funzionamento della costruzione: la prima trascura qualsiasi contributo resistente degli elementi non strutturali, la seconda tiene conto di tali contributi. Come valore della resistenza sismica strutturale viene assunto il maggiore tra i valori di resistenza così ottenuti. Ovviamente anche i possibili effetti negativi dovuti a distribuzioni irregolari degli elementi non strutturali in pianta ed in elevazione vengono messi in conto dalla procedura, attraverso opportuni coefficienti riduttivi.

3.2 Modelli di comportamento

3.2.1 Modello di comportamento in assenza di tamponature

Per quanto detto in precedenza, la procedura analizza la struttura mediante modelli di piano, prendendo in esame i soli pilastri e definendo le condizioni di vincolo alle estremità superiore e inferiore in base alle caratteristiche geometriche delle travi (assenti, a spessore, emergenti) nelle due direzioni ortogonali principali. Per semplicità di notazione, si ometterà nelle equazioni riportate di seguito l'indice che definisce la direzione considerata, sottintendendo che la stessa equazione va considerata due volte, una per ciascuna delle due direzioni ortogonali.

Le azioni sismiche vengono tradotte in forze statiche equivalenti distribuite lungo l'altezza, secondo quanto previsto in [PCM, 2003, 2005], tenendo conto, per determinarne l'entità, del periodo proprio della struttura in ciascuna delle due direzioni ortogonali principali e della forma dello spettro di risposta, in relazione al tipo di suolo che caratterizza il sito dell'edificio in esame.

Per la valutazione del periodo proprio della struttura e delle verifiche delle condizioni di operatività, nelle quali si fa riferimento ad un comportamento elastico della struttura, la procedura determina la rigidezza di ogni pilastro del generico j-esimo piano per ognuna delle due direzioni considerate, sulla base delle caratteristiche geometriche e meccaniche, tratte dai documenti disponibili, dai rilievi e dalle prove sui materiali, mediante la seguente equazione:

$$K_{pil,i,j} = c_{pil,i,j} \cdot \frac{E_j J_{pil,i,j}}{h_{pil,i,j}^3} \quad (3.1)$$

dove:

$E_j = 5700 \sqrt{R_c}$ (N/mm²) è il modulo elastico del calcestruzzo al piano j-esimo in esame [Min. LL.PP, 1996b], essendo R_c il valore assunto per la resistenza cubica del calcestruzzo;

$J_{pil,i,j}$ è il momento d'inerzia del pilastro, al piano in esame, rispetto all'asse ortogonale alla direzione considerata nell'analisi;

$h_{pil,i,j}$ è l'altezza del pilastro, al piano in esame, nella direzione considerata nell'analisi. Generalmente tale valore coincide con l'altezza di interpiano ma, in presenza di pilastri con altezze inferiori, perché tozzi o perché inclusi in tamponature particolarmente rigide e resistenti che non chiudono a tutta altezza la maglia di telaio, potranno assumere valori differenti in una o in entrambe le direzioni;

$c_{pil,i,j}$ è un coefficiente di deformabilità, che assume valori differenti in funzione del grado di vincolo che le travi esplicano nei confronti del pilastro. Tali valori dovranno essere assegnati, per ogni pilastro e per ognuna delle due direzioni considerate, sulla base di un confronto tra le dimensioni degli elementi convergenti nel nodo. Indicativamente tale valore potrà essere assunto pari a 9 in presenza di travi emergenti, 6 in presenza di travi a spessore e 3 in assenza di travi.

Per ciascuna delle due direzioni ortogonali, la rigidezza complessiva viene valutata nelle due ipotesi di calcestruzzo integro o fessurato. La rigidezza della struttura nello stato fessurato viene valutata riducendo del 50% la rigidezza EJ della sezione integra dei pilastri [PCM, 2003, 2005].

La rigidezza complessiva del piano j -esimo, nella direzione in esame, viene valutata sommando le rigidezze di tutti i pilastri in tale direzione, ossia:

$$K_j = K_{pil,j} = \sum_i K_{pil,i,j} \quad (3.2)$$

Note le rigidezze di tutti i piani, il periodo proprio nella direzione in esame viene valutato mediante l'applicazione della formula di Rayleigh [Clough, Penzien, 1975], adottando la deformata prodotta dalle forze statiche precedentemente definite.

Per la determinazione delle accelerazioni spettrali da utilizzare ai fini della valutazione delle condizioni di operatività e di collasso, il periodo da assumere viene selezionato tra quelli valutati nelle due diverse ipotesi di fessurazione (presente o assente) del calcestruzzo.

Ai fini del calcolo delle condizioni di operatività, viene determinata, piano per piano, la forza orizzontale che determina il raggiungimento delle condizioni di operatività, definite in termini di spostamento relativo di piano diviso per l'altezza di interpiano, in accordo con PCM, 2003, 2005] e con riferimento allo stato limite di danno, come meglio specificato in seguito.

Ai fini del calcolo delle condizioni di collasso, in base al meccanismo predefinito, la procedura determina il taglio resistente complessivo di ciascun piano, per ognuna delle due direzioni, tenendo conto delle effettive capacità duttili che i singoli pilastri possono sviluppare, in relazione all'entità degli sforzi di compressione e di taglio agenti.

Facendo riferimento alla modalità di rottura per flessione, si definisce con m_{yij} il momento resistente del pilastro i -esimo al j -esimo piano, nella direzione dell'analisi. Esso è ottenuto mediante le usuali procedure di determinazione del dominio di resistenza di un pilastro soggetto a sollecitazione composta di presso-flessione. Definita con $h_{pil,i,j}$ l'altezza del pilastro nella direzione considerata e con $\alpha_{pil,i,j} \cdot h_{pil,i,j}$ la quota in cui si localizza il punto di flesso (momento nullo) della deformata del pilastro, il taglio resistente di ogni pilastro del j -esimo piano in esame, nell'ipotesi di

meccanismo duttile per flessione, sarà pari, per ciascuna delle due direzioni ortogonali considerate, a:

$$V_{\text{flex,pil,i,j}} = \frac{m_{y_{i,j}}}{\alpha_{\text{pil,i,j}} h_{\text{pil,i,j}}} \quad (3.3)$$

Il valore da assegnare ad $\alpha_{\text{pil,i,j}}$, nell'ipotesi di formazione di una meccanismo di piano con cerniere plastiche di uguale resistenza flessionale alle due estremità del pilastro, è di norma pari a 0.5. Valori superiori, indicativamente fino a 0.8, possono essere assunti per tener conto sia di momenti resistenti diversi alle due estremità del pilastro, sia di condizioni di vincolo diverse (ad esempio travi emergenti inferiormente e a spessore superiormente). In tal caso, infatti, lo sviluppo di una cerniera plastica ad un'estremità potrebbe essere fortemente anticipato rispetto a quello dell'estremità opposta, determinando una condizione di collasso prima che si sviluppi completamente la cerniera superiore e, dunque, con il punto di flesso localizzato non a metà altezza. Per valutare la resistenza del pilastro nell'eventualità che la rottura fragile a taglio anticipi quella duttile per pressoflessione, si fa riferimento alla formulazione dell'Eurocodice 2 [CEN, 1991], nella quale il taglio resistente è dato da:

$$V_{\text{Rd3,pil,i,j}} = V_{\text{Rd1}} + V_{\text{wd}} \quad (3.4)$$

dove:

$$V_{\text{rd1}} = (\tau_{\text{Rd}} \cdot K \cdot 1.2) \cdot b_w \cdot d \quad (3.5)$$

$$V_{\text{wd}} = (A_{\text{sw}} / s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{\text{sy}} \quad (3.6)$$

τ_{Rd} resistenza unitaria a taglio di calcolo di elementi privi di armatura a taglio

b_w è lo spessore dell'anima

d è l'altezza utile della sezione

$K = 1$ è il coefficiente che considera la continuità o meno delle armature in compressione

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio

f_{sy} è la tensione media di snervamento delle armature.

Il taglio resistente del j-esimo piano è calcolato come somma dei contributi dei singoli pilastri:

$$V_{\text{pil,j}} = \sum_i V_{\text{pil,i,j}} \quad (3.7)$$

in cui il taglio resistente di ogni pilastro del j-esimo piano, per ciascuna delle due direzioni ortogonali considerate, è:

$$V_{\text{pil,i,j}} = \min (V_{\text{flex,pil,i,j}}, V_{\text{Rd3,pil,i,j}}) \quad (3.8)$$

Il comportamento di strutture i cui pilastri possono manifestare un comportamento fragile per rottura a taglio (ad esempio pilastri tozzi di nuclei scala, pilastri inseriti in finestre a nastro, ecc.) viene colto definendo, per ogni direzione, una lunghezza efficace flessionale di ogni pilastro $h_{pil,i,j}$, che potrà differire anche significativamente dall'altezza di interpiano, in relazione ad interazioni con altri elementi strutturali e non.

La condizione che nel singolo pilastro la rottura fragile a taglio possa anticipare quella duttile a flessione viene portata in conto anche nella valutazione della capacità duttile globale della struttura, come specificato nel seguito.

3.2.2 Modello di comportamento in presenza di tamponature

La struttura viene analizzata piano per piano, con modelli semplificati che ipotizzano meccanismi di piano, anche quando si vuole tener conto del contributo di rigidezza e resistenza delle tamponature. Il contributo delle tamponature e delle tramezzature inserite nelle maglie strutturali può essere messo in conto, in relazione all'accuratezza e all'affidabilità del rilievo, secondo due modalità alternative:

- 1) valutando la rigidezza e la resistenza dei singoli pannelli mediante formule di comprovata affidabilità;
- 2) considerando solo un incremento forfaitario della capacità dissipativa dell'edificio.

Ai fini della valutazione del periodo proprio della struttura e delle verifiche delle condizioni di operatività, la procedura considera il contributo di rigidezza delle tamponature nella direzione parallela al loro piano con riferimento alla formulazione basata sull'ipotesi di puntone equivalente, riportata in [Min. LL.PP., 1997], facendo riferimento sia all'ipotesi di pannelli integri che fessurati. La rigidezza allo spostamento orizzontale del generico pannello i -esimo $K_{mur,i,j}$ del j -esimo piano è presa pari al contributo di un puntone, la cui sezione ha spessore pari a quello del pannello murario e larghezza pari ad $1/10$ della lunghezza del pannello [Min. LL.PP., 1997] ed assumendo un'ulteriore riduzione del 50% per tener conto di una condizione di danno incipiente:

$$K_{mur,i,j} = (E_m \cdot A / d) \cdot \cos^2\theta = 0.1 \cdot E_m \cdot t \cdot \cos^2\theta \quad (3.9)$$

dove:

E_m è il modulo elastico della muratura assunto pari a $1000 f_k$ [Min. LL.PP., 1987]

A è l'area della sezione del puntone equivalente, pari a $0.1 \cdot s \cdot d$ [Min. LL.PP., 1997]

$d = \sqrt{h^2 + l^2}$ è la lunghezza della diagonale del pannello

La rigidezza totale K_j del piano j -esimo è determinata sommando i contributi di tutti gli elementi strutturali e non strutturali efficaci nella direzione considerata.

$$K_j = K_{pil,j} + K_{mur,j} = K_{pil,j} + \sum_i K_{mur,i,j}$$

essendo:

$$K_{mur,j} = \sum_i K_{mur,i,j}$$

Ai fini della valutazione della resistenza complessiva di piano, si tiene conto contemporaneamente del contributo resistente dei pilastri e delle murature non strutturali, mediante un'opportuna combinazione dei due addendi. Data la scarsa duttilità e la notevole rigidezza dei pannelli murari di tamponamento, che per primi raggiungerebbero la condizione di collasso, la semplice somma fornirebbe un limite superiore dell'effettiva resistenza della struttura. Pertanto, al contributo delle murature non strutturali si aggiunge solo un'aliquota della resistenza dei pilastri, così che il taglio resistente totale del piano nella direzione considerata si assume pari a:

$$V_{tot,j} = \text{MAX}(V_{mur,j} + \beta \cdot V_{pil,j}, V_{pil,j}) \quad (3.10)$$

in cui β è normalmente posto pari a 0.8. Ovviamente la scarsa duttilità del meccanismo resistente che include gli elementi non strutturali viene tenuta in conto anche nel definire la capacità duttile globale dell'edificio, come si vedrà nel seguito.

Si considerano tre meccanismi di rottura [Min. LL.PP., 1997]: per scorrimento orizzontale, per compressione diagonale, per schiacciamento degli spigoli. I corrispondenti valori di resistenza $H_{0,1}$, $H_{0,2}$, $H_{0,3}$ sono calcolati con le seguenti equazioni:

$$H_{0,1} = \frac{\tau_u}{\phi} \cdot l \cdot t \quad \text{rottura per scorrimento orizzontale} \quad (3.11)$$

$$H_{0,2} = \frac{f_{vk0}}{0,6 \cdot \phi} \cdot l \cdot t \quad \text{rottura lungo la diagonale} \quad (3.12)$$

$$H_{0,3} = 0,8 \cdot \frac{f_k}{\phi} \cdot \cos^2 \theta \cdot \sqrt[4]{I \cdot h \cdot t^3 \cdot \frac{E_c}{E_m}} \quad \text{rottura per schiacciamento degli spigoli} \quad (3.13)$$

i cui termini hanno i seguenti significati:

h = altezza del pannello murario

t = spessore del pannello murario

l = lunghezza del pannello murario

$$\tau_u = f_{vk0} \cdot \sqrt{1 + \frac{(0,8 \cdot \frac{h}{l} - 0,2)}{1,5 \cdot f_{vk0}} \cdot \frac{H_0}{l \cdot t}} \quad (3.14)$$

f_{vk0} = resistenza a taglio della muratura in assenza di carichi verticali

f_k = resistenza a compressione della muratura

θ = $\arctg(h/l)$, angolo della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale

ϕ = fattore di riduzione delle tensioni, per verifiche agli stati limite è pari a 1

E_c = modulo elastico del calcestruzzo

E_m = modulo elastico della muratura

I = momento d'inerzia della sezione trasversale del pilastro, calcolato rispetto al suo asse ortogonale al piano della tamponatura (in caso di pilastri di diversa sezione si assume il valore medio dei due momenti d'inerzia)

Il taglio resistente dell'elemento murario i-esimo del piano j-esimo, nella direzione in esame, viene assunto pari al valore corrispondente al più debole dei tre meccanismi resistenti ipotizzati e quindi:

$$v_{i,j} = \min (H_{0,1}, H_{0,2}, H_{0,3}) \quad (3.15)$$

Il taglio resistente complessivo delle tamponature e tramezzature al piano j-esimo, nella direzione considerata, viene valutato con la seguente equazione:

$$V_{mur,j} = \chi_{j,tamp} \cdot \sum_i v_{i,j,tamp} + \chi_{j,tram} \cdot \sum_i v_{i,j,tram} \quad (3.16)$$

dove $\chi_{j,tamp}$ e $\chi_{j,tram}$ sono due coefficienti riduttivi (≤ 1) globali, che, per la direzione in esame, tengono forfetariamente conto della presenza di aperture rispettivamente nelle tamponature e nelle tramezzature del piano considerato.

La seconda modalità di valutazione del contributo delle tamponature e delle tramezzature, ossia quella basata sul solo incremento forfetario della capacità dissipativa dell'edificio, può essere adottata in mancanza di un rilievo sufficientemente dettagliato per poter descrivere correttamente la geometria dei pannelli murari o quando, per la presenza di ampie aperture, la resistenza dei pannelli murari è di incerta determinazione.

Ai fini del calcolo della resistenza sismica, quando si assume che il contributo di resistenza dei pannelli murari non strutturali sia nullo, si suppone che la dissipazione di energia conseguente al loro danneggiamento si traduca in un maggiore smorzamento (assunto tipicamente pari al 10%) e nella conseguente riduzione dell'accelerazione sulla struttura, come meglio specificato nel seguito.

Operando secondo questa modalità, nella quale il contributo degli elementi non strutturali al miglioramento delle prestazioni è valutato su base forfetaria, si assume una posizione cautelativa, tale che non si possano, in generale, ottenere significative riduzioni della vulnerabilità rispetto alla condizione di struttura totalmente priva di elementi non strutturali collaboranti.

3.3 Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di operatività e di collasso

La vulnerabilità sismica dell'edificio viene valutata in termini di accelerazione di picco a terra che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionale considerati: l'operatività e il collasso. L'accelerazione massima, PGA, viene innanzitutto riferita al sito in cui è localizzato l'edificio, includendo anche l'amplificazione e la distorsione spettrale prodotta dai terreni deformabili di fondazione. Successivamente viene determinata l'accelerazione di picco riferita alle condizioni ideali su roccia a_g , corrispondente all'accelerazione al sito PGA che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionali della struttura.

La PGA può essere direttamente tradotta in termini di pericolosità sismica locale, espressa come quel valore dell'intensità macrosismica (MCS) che determina il raggiungimento della condizione considerata, nel secondo caso la valutazione si correla direttamente alla pericolosità sismica di base, cui si riferiscono normalmente le mappe di pericolosità a livello nazionale [SSN, 2001, INGV, 2004] e la classificazione sismica [PCM 2003]. È, allora, immediato rapportare la vulnerabilità alla pericolosità sismica, giungendo ad una valutazione di rischio, in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le condizioni prestazionali in esame o di rapporto tra le intensità di tale terremoto e del terremoto di progetto, che la normativa sismica stabilisce come requisito minimo della progettazione. A questo riguardo occorre sottolineare una distinzione da fare in relazione all'aver assunto coefficienti di sicurezza sui materiali unitari o pari a quelli di normativa. Solo nel secondo caso, fatte salve le approssimazioni del modello, il confronto con il terremoto di progetto assume il significato di una verifica di sicurezza ai sensi della normativa.

Il passaggio dalle resistenze di piano, o dalle forze di piano che producono gli spostamenti limite ai fini dell'operatività, all'accelerazione al suolo che determina le condizioni critiche per i due livelli prestazionali considerati, richiede una serie di passi, di seguito descritti, che mettono a confronto gli effetti indotti dall'azione sismica (sollecitazioni, richieste di duttilità, deformazioni), ossia la domanda, con le corrispondenti capacità per ciascun piano e per ciascuna direzione, andando poi a individuare la situazione più sfavorevole nel rapporto domanda/capacità, sulla base della quale si valuta l'accelerazione al suolo che ne determina il raggiungimento.

3.3.1 Tagli di piano

Il primo passo consiste nel determinare il taglio prodotto ai vari piani dell'accelerazione agente globalmente sulla struttura, assunta convenzionalmente pari a $1g$. A tale scopo si utilizza il metodo

dell'analisi statica lineare, nella formulazione prevista in [PCM, 2003, 2005], che definisce le forze di piano in relazione ad una prefissata forma semplificata lineare del primo modo di vibrare della struttura:

$$F_j = F_h (z_j W_j) / \Sigma (z_l W_l) \quad (3.17)$$

dove:

$F_h = W$, avendo assunto l'accelerazione pari a $1g$

F_j è la forza da applicare al piano j

W_j e W_l sono i pesi delle masse ai piani j e l rispettivamente

z_j e z_l sono le altezze dei piani j e l

W è il peso complessivo della costruzione in elevazione

g è l'accelerazione di gravità.

Il taglio agente al piano j , $V_{ag,j}$, nella direzione considerata è ottenuto sommando le forze calcolate agenti al di sopra del piano j -esimo in esame:

$$V_{ag,j} = \sum_{l=j}^p F_l \quad (3.18)$$

I rapporti S_{Dj} tra i tagli di piano V_j corrispondenti alla condizione limite in esame ($V_{j,COLL} \rightarrow$ raggiungimento della resistenza di piano per il collasso oppure $V_{j,OPER} \rightarrow$ raggiungimento dello spostamento interpiano d_r pari al limite di operatività $d_{r,OP}$) ed i corrispondenti tagli di piano agenti $V_{ag,j}$ (per accelerazione pari a g), definiscono la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio in termini di accelerazioni sulle masse strutturali, espresse come frazione di g .

In particolare, per la condizione limite di operatività, si ha:

$$S_{D(OP),j} = \frac{V_{j,OPER}}{V_{ag,j}} \quad (3.19)$$

Per la condizione di collasso, definito $V_{j,COLL}$ come pari a $V_{j,pil}$ o $V_{j,tot}$, a seconda della eventuale messa in conto degli elementi non strutturali, si tiene conto degli effetti del secondo ordine, in accordo con quanto previsto in [PCM, 2003], calcolando lo spostamento relativo di piano corrispondente alla condizione di collasso (nell'ipotesi di uguale rigidezza elastica tra le condizioni di operatività e di collasso) come:

$$d_{r,COLL,j} = \frac{V_{j,COLL}}{V_{j,OPER}} \cdot d_{r,OP} \quad (3.20)$$

e considerando il fattore amplificativo del taglio agente pari a:

$$\frac{1}{1 - \theta_j} \quad (3.21)$$

in cui

$$\theta_j = \frac{W_j \cdot d_{rCOLL,j}}{V_{j,COLL} \cdot h_j} \quad (3.22)$$

essendo W_j il peso dell'edificio al di sopra del piano j -esimo (incluso). Si ottiene, con semplici passaggi:

$$S_{D(COLL),j} = \frac{V_{j,COLL} \cdot h_j - W_j \cdot d_{rCOLL,j}}{V_{ag,j} \cdot h_j} \quad (3.23)$$

3.3.2 Accelerazioni del suolo

Il passaggio successivo consiste nel determinare le accelerazioni massime del terreno in situ (PGA) e su roccia (a_g), corrispondenti al raggiungimento delle condizioni limite ai singoli piani e nelle due direzioni considerate.

Questo passaggio richiede la considerazione di diversi effetti legati al comportamento dinamico della struttura, alle sue capacità duttili e, eventualmente, alle capacità dissipative degli elementi non strutturali non portati in conto in termini di resistenza, oltre che delle forme spettrali in relazione al tipo di terreno.

Tali effetti vengono messi in conto attraverso una serie di coefficienti, che trasformano l'accelerazione del terreno che produce il raggiungimento della condizione limite in esame, definita come PGA_j , in accelerazione sulle masse strutturali:

$$S_{Dj} = PGA_j \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} = a_{gj} \cdot S \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} \quad (3.24)$$

dove:

α_{PM} è il coefficiente di partecipazione modale del primo modo di vibrare nella direzione considerata, che può essere assunto pari a 0.8 per edifici aventi più di un piano, 0.9 per edifici aventi solo due piani, 1 per edifici ad un piano, in analogia con quanto indicato anche in [PCM, 2003] per il coefficiente riduttivo λ , ma con una maggiore differenziazione tra gli edifici con 1-3 piani, intervallo nel quale si collocano numerosi edifici pubblici, ed in particolare quelli scolastici;

α_{AD} è l'amplificazione spettrale, funzione del periodo del primo modo nella direzione in esame e della forma spettrale; esso viene determinato con riferimento agli spettri riportati in [PCM, 2003] per i diversi tipi di terreno, secondo le categorie di profili stratigrafici del suolo di fondazione. Il periodo proprio della struttura viene automaticamente calcolato mediante la

formula di Rayleigh [Clough, Penzien, 1975], adottando la deformata prodotta dalle forze statiche precedentemente definite, come detto in precedenza.

α_{DS} è un coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio, determinate dalla presenza di elementi non strutturali collaboranti, non messi direttamente in conto esplicitamente in termini di resistenza. La formulazione adottata, identica a quella del coefficiente η in [PCM 2003], è funzione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ espresso in percentuale:

$$\alpha_{DS} = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.25)$$

Esso viene posto normalmente pari a 1 salvo il caso in cui il contributo degli elementi non strutturali non venga direttamente messo in conto nella resistenza della struttura; per il quale si considera, normalmente, un rapporto di smorzamento pari al 10%, cui corrisponde un coefficiente α_{DS} pari a 0.82. In ogni caso, nella valutazione delle prestazioni strutturali rispetto alle condizioni di operatività esso assume sempre valore unitario.

$\alpha_{DUT,j}$ è un coefficiente di duttilità, che tiene conto della capacità duttile, sia della struttura nel suo insieme, in relazione anche a possibili concentrazioni di domanda per effetto delle irregolarità, sia dei singoli pilastri del piano j-esimo in esame, in relazione alle modalità di rottura previste (flessione duttile o fragile, taglio). I parametri globali dipendono essenzialmente dalle irregolarità presenti, dovute alla distribuzione delle resistenze in elevazione, alla geometria della struttura, alla distribuzione di rigidezza e/o massa in pianta. Vengono ulteriormente penalizzati i piani che, per distribuzione irregolare delle tamponature in elevazione, sono potenzialmente piani soffici. Per quanto riguarda i parametri locali, si considera l'entità dello sforzo assiale di compressione determinato dai carichi verticali e l'eventualità che i meccanismi di rottura a taglio nei pilastri anticipino quelli per flessione. Tutti i fattori sopra elencati, penalizzanti per le capacità duttili della struttura, modificano il valore di $\alpha_{DUT,j}$, facendolo variare nel range $1 \leq \alpha_{DUT,j} \leq 3$, nell'ipotesi di assenza di tamponature e nel range $1 \leq \alpha_{DUT,j} \leq 1.5$, nell'ipotesi di presenza di tamponature, comunque esse siano portate in conto.

Nella valutazione delle prestazioni strutturali rispetto alle condizioni di operatività, il coefficiente di duttilità assume, in ogni caso, valore unitario.

3.3.3 Coefficiente di duttilità per la determinazione delle condizioni di collasso

Nell'analisi del modello privo di tamponature, il coefficiente di duttilità di piano è innanzitutto

funzione della capacità duttile dei pilastri del piano in esame e nella direzione considerata. Il valore da assumere per il piano in esame sarà determinato come media pesata dei valori assegnati ai singoli pilastri $\alpha_{DUT, pil\ i,j}$, ulteriormente corretto per tener conto delle irregolarità strutturali.

A partire da un valore di riferimento pari a 3 per ciascun pilastro, si applica una riduzione, nella direzione considerata, in funzione del meccanismo di rottura.

In particolare, qualora nella direzione considerata si possa manifestare una rottura per taglio anticipata rispetto a quella per flessione, il coefficiente di duttilità del j-esimo pilastro per quella direzione è assunto pari a:

$$\alpha_{DUT, pil\ i,j} = 1 \quad (3.26)$$

Nel caso di meccanismo flessionale, essendo la duttilità funzione dell'entità dello sforzo assiale, il coefficiente di duttilità è posto pari a:

$$\alpha_{DUT, pil\ i,j} = 3 \cdot (0.2 + (1 - \sigma_c/f_c)^{1.2} / 1.11) \leq 3 \quad (3.27)$$

dove:

σ_c è la tensione di compressione agente sul pilastro in esame, determinata considerando la sola sezione di calcestruzzo ed assegnando i carichi competenti al pilastro per aree di influenza,
 f_c è la resistenza cilindrica media a compressione.

Il coefficiente $\alpha_{DUT, pil\ i,j}$ risulterà pari a 3 per tensioni di compressione minori o uguali al 10% di f_c e a 0.6 ($=3 \cdot 0.2$) per compressione uguale al 100% di f_c .

Il coefficiente di duttilità, così calcolato per ogni pilastro, viene trasformato nel coefficiente del j-esimo piano, per ognuna delle due direzioni, effettuando una media pesata, con pesi proporzionali al taglio resistente di ogni pilastro. Tale valore può essere ulteriormente penalizzato mediante i coefficienti p_k , che tengono conto dell'influenza delle irregolarità sulla duttilità di piano. Il coefficiente di duttilità di piano nella direzione considerata assume pertanto la forma:

$$\alpha_{DUT,j} = \sum_i \left(\alpha_{DUT, pil\ i,j} \cdot \frac{V_{pil,i,j}}{V_j} \right) \cdot (p_{1,j} \cdot p_2 \cdot p_3) \geq 1 \quad (3.28)$$

dove ai coefficienti p_k sono da attribuire i seguenti significati:

$$p_{1,j} = \min(p_{1a,j}, p_{1b,j})$$

$p_{1a,j}$ = coefficiente riduttivo di piano per piano soffre

$p_{1b,j}$ = coefficiente riduttivo di piano per irregolarità di resistenza tra piani successivi

p_2 = coefficiente riduttivo globale per irregolarità di rigidezza o di massa in pianta

p_3 = coefficiente riduttivo globale per irregolarità di forma geometrica

Nel caso in cui si consideri, direttamente o indirettamente, anche il contributo delle tamponature, si adotta un valore di riferimento del coefficiente di duttilità di piano pari a 1.5, indipendentemente dalle caratteristiche di duttilità dei pilastri, essendo il meccanismo di rottura governato da fenomeni di interazione tra struttura e elementi non strutturali e di tipo fondamentalmente fragile. Salvo nel piano e nella direzione in cui è presente un piano soffice, per il quale verrà assunto il valore fornito dall'eq. 3.28, si ottiene pertanto:

$$\alpha_{DUT,j} = 1.5 \cdot p_{1,j} \cdot p_2 \cdot p_3 \geq 1 \quad (3.29)$$

in cui si assume $p_{1b,j} = 1$ se il contributo delle tamponature è indirettamente messo in conto in termini di dissipazione di energia

Il significato, nonché i valori assunti da ognuno dei coefficienti di penalizzazione considerati, è di seguito specificato.

a) coefficiente riduttivo per la presenza di un piano soffice - $p_{1a,j}$

La presenza di piano soffice, ovvero di un piano in cui sono assenti, o quasi, tamponature e tramezzature efficaci in una certa direzione (è tipico il piano pilotis), presenti invece agli altri piani, determina, in caso di terremoto violento, notevoli richieste di duttilità concentrate al medesimo piano, nella direzione considerata; per tener conto della pericolosità di tale situazione il coefficiente di duttilità viene ridotto, coerentemente con quanto previsto in [PCM, 2003 (p.to 5.6.2)], che in tali casi impone un incremento delle sollecitazioni del 40%. Pertanto, si assume $p_{1a,j} = 1/1.4$, in presenza di piano soffice, e $p_{1a,j} = 1$ in tutti gli altri casi.

b) coefficiente riduttivo per irregolarità di resistenza tra piani successivi - $p_{1b,j}$

L'irregolarità di resistenza in elevazione, in particolare un eccessivo aumento del rapporto tra capacità e domanda in termini di taglio di piano procedendo dal basso verso l'alto, viene quantizzata attraverso il calcolo automatico dei rapporti taglio-resistente/taglio-agente ad ogni piano, per ogni direzione. Detto R_i il rapporto tra i suddetti rapporti calcolati per il piano j -esimo e il piano $(j+1)$ -esimo immediatamente al di sopra, per una data direzione:

$$R_j = (V_j/V_{ag,j})/(V_{j+1}/V_{ag,j+1}) \quad (3.30)$$

$p_{1b,j}$ vale:

$$\begin{aligned} p_{1b,j} &= 0.6 + 0.4 R_i \geq 0.8 & \text{se } R_i < 1 \\ p_{1b,j} &= 1 & \text{se } R_i \geq 1 \end{aligned}$$

Il coefficiente p_{1b} , pertanto, sarà pari a 1, se ai piani inferiori si hanno delle sovraresistenze rispetto ai piani superiori, a 0.8 quando si hanno delle sovraresistenze dei piani superiori

maggiori del 50% rispetto ai piani inferiori, e valori compresi tra 0.8 e 1 negli altri casi. Ovviamente il coefficiente è sempre unitario all'ultimo piano.

Le irregolarità di rigidezza e massa in elevazione non sono considerate, ritenendo che esse producano effetti trascurabili rispetto a quelli determinati dalle irregolarità di resistenza.

c) coefficiente riduttivo dovuto all'irregolarità di rigidezza o di massa in pianta - p_2

Le irregolarità di rigidezza e/o resistenza in pianta, quali ad esempio quelle determinate da una distribuzione disuniforme in pianta delle tamponature o di muri inseriti nelle maglie strutturali ai piani bassi, o dalla presenza di corpi scala, nuclei ascensori o setti strutturali in c.a. in posizione eccentrica, viene penalizzata con un unico fattore riduttivo p_2 , da applicare al coefficiente di duttilità di tutti i piani, che assume i seguenti valori:

$p_2 = 1.00$	per situazioni regolari
$p_2 = 0.95$	per situazioni mediamente irregolari
$p_2 = 0.90$	per situazioni fortemente irregolari

d) coefficiente riduttivo dovuto all'irregolarità di forma geometrica - p_3

L'irregolarità di forma in pianta (pianta non compatta, non simmetrica) e/o in elevazione (rastremazioni in elevazione) vengono portate in conto mediante un unico fattore riduttivo p_3 , da applicare al coefficiente di duttilità di tutti i piani, pari a:

$p_3 = 1.00$	per situazioni regolari
$p_3 = 0.95$	per situazioni mediamente irregolari
$p_3 = 0.90$	per situazioni fortemente irregolari

La valutazione del grado di irregolarità di forma in pianta e in elevazione dovrà essere basato sui seguenti criteri di regolarità [PCM, 2003, 2005]:

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione;
- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il

rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Considerando tutti i fattori riduttivi detti, il coefficiente di duttilità risultante non potrà comunque essere assunto minore di uno. Questo valore, in realtà, non indica l'assenza di duttilità, in quanto il calcolo della resistenza complessiva è dato dalla somma delle resistenze di tutti i pilastri (e delle tamponature e tramezzature), ciò implicando che, affinché tutte le resistenze vengano chiamate in gioco per intero, gli elementi che plasticizzano per primi subiscano comunque delle deformazioni inelastiche.

3.3.4 Determinazione del livello prestazionale che comporta la perdita di Operatività

La perdita di operatività è riferita alla condizione di danneggiamento non trascurabile delle parti non strutturali e/o di quelle strutturali. Per questo essa è determinata dal raggiungimento di una delle due seguenti condizioni:

- drift percentuale (spostamento interpiano/altezza di interpiano) $d_{r,lim} = 0.5\%$
- accelerazione a terra corrispondente ad un valore unitario di $\alpha_{DUT,j}$.

Pertanto, per ogni piano e per ogni direzione, viene calcolata la forza che induce il raggiungimento di queste condizioni.

Per quanto riguarda la prima condizione, nota la rigidezza totale K_j e l'altezza h_j del piano j -esimo, il taglio che provoca il drift limite nella direzione considerata sarà pari a:

$$V_{op,j} = K_j \cdot h_j \cdot d_{r,lim} \quad (3.31)$$

Considerando questo come valore massimo “resistente”, è possibile, procedendo analogamente a quanto fatto per l'individuazione del limite di collasso, determinare le massime accelerazioni spettrali. Le uniche differenze sono legate al coefficiente di duttilità del generico elemento i -esimo del piano j -esimo $\alpha_{DUT, pil i,j}$, che assume valore unitario, ed ai coefficienti riduttivi $p_{1,j}$ e p_3 che assumono anch'essi valore unitario. L'espressione del coefficiente di duttilità di piano, quindi, degenera in:

$$\alpha_{DUT,j} = 1 \cdot (1 \cdot p_2 \cdot 1) = p_2 \quad (3.32)$$

dove il coefficiente riduttivo p_2 assume gli stessi significati e gli identici valori del precedente paragrafo. È evidente che il fattore $\alpha_{DUT,j}$ assume in questo caso il significato di fattore di

irregolarità che amplifica gli effetti del sisma in termini di deformazioni locali, rispetto alle quali si effettua la verifica dei limiti di operatività.

L'altra condizione è valutata semplicemente assumendo $\alpha_{DUT,j} = 1$. È opportuno sottolineare come questa condizione corrisponda non alla prima plasticizzazione locale dei pilastri ma alla plasticizzazione di tutti i pilastri di un piano, e, dunque, ad uno stato di danneggiamento effettivo della struttura.

3.3.5 Accelerazioni al suolo

Noti i coefficienti di trasformazione, dall'inversione della (3.24) si ricavano facilmente le accelerazioni massime al suolo in situ e su roccia, che determinano, per ogni piano e per ciascuna direzione, il raggiungimento delle condizioni limite (collasso e operatività).

$$PGA_j = S_{Dj} \cdot \alpha_{DUT,i} / \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} \quad (3.33)$$

$$a_{gj} = PGA_j / S \quad (3.34)$$

Nel caso in cui la valutazione sia eseguita sia nell'ipotesi di assenza che nell'ipotesi di presenza di elementi non strutturali collaboranti, a ciascun piano e per ciascuna direzione, si assumerà, tra i valori di accelerazione ottenuti, il massimo tra i due, come valore rappresentativo della capacità del piano.

Note le accelerazioni al suolo che determinano il raggiungimento della condizione limite in esame a ogni piano e nelle due direzioni, si individua il piano e la direzione nella quale si manifesta per prima la condizione limite, assumendo il corrispondente valore come accelerazione di riferimento della resistenza sismica dell'intero edificio.

3.4 Determinazione dei periodi di ritorno e valutazione del rischio

Una volta valutata la vulnerabilità reale della struttura, espressa in termini di accelerazione massima a terra del terremoto che produce il collasso o la perdita di operatività, tali accelerazioni possono essere espresse anche in termini di intensità della scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg, attraverso una legge di trasformazione, quale ad esempio quella riportata in [Margottini et al., 1985]:

$$I_{MCS} = 1/0.179 \cdot \log_{10}[(PGA/g) \cdot (981/4.864)] \quad (3.35)$$

Con PGA espresso in cm/s^2

Utilizzando le due relazioni precedenti si ottengono i valori riportati nella tab. 3.

PGA [g]	0.05	0.07	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50
I _{MCS}	V-VI	VI	VII	VIII	IX	IX-X	X	X-XI	XI

Tab. 3.1 – Corrispondenza approssimativa tra PGA e intensità macrosismica MCS secondo Margottini et al., 1985.

La stessa valutazione di vulnerabilità consente di definire il rischio di collasso, ovvero il periodo di ritorno del terremoto corrispondente all'accelerazione di picco trovata, nel sito.

Con riferimento alle mappe della pericolosità sismica italiana del SSN, si possono ottenere, per interpolazione o estrapolazione, i periodi di ritorno corrispondenti alle accelerazioni a terra mediante l'equazione:

$$T = K \cdot e^{\alpha \cdot \ln(a_g)} \quad (3.36)$$

dove i parametri α e k sono funzione del sito ed a_g è l'accelerazione su roccia di cui si vuole determinare la ricorrenza.

4. EDIFICI IN MURATURA

4.1 Individuazione dei meccanismi di collasso possibili – edifici in muratura

Le strutture murarie degli edifici sollecitate da azioni sismiche sono caratterizzate da comportamenti molto diversi, dipendenti principalmente dalle caratteristiche e dall'efficacia dei collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e strutture orizzontali (solai di calpestio e coperture). Fondamentalmente, si possono individuare due importanti categorie di meccanismi di collasso: (i) i meccanismi caratterizzati da rotture e ribaltamenti di intere pareti o di cospicue porzioni per azioni ortogonali al piano medio delle pareti, (ii) quelli caratterizzati da rotture, di taglio e/o presso flessione degli elementi murari, per azioni parallele al piano medio delle pareti. I meccanismi della prima categoria sono generalmente i più pericolosi e si manifestano per basse intensità sismiche, quando i collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti e solai sono inadeguati e/o quando i solai sono eccessivamente deformabili nel proprio piano. Gli edifici pubblici sono spesso caratterizzati da buoni collegamenti tra pareti e solaio, realizzati attraverso cordoli in c.a., nonché da solai adeguatamente rigidi. Pertanto, al fine di determinare la vulnerabilità sismica degli edifici, nel seguito si prenderanno in esame unicamente i meccanismi di collasso per azioni nel piano, fermo restando che occorre verificare le condizioni di validità delle ipotesi assunte.

4.2 Modello di comportamento

In base al meccanismo di collasso predefinito, il modello considera le modalità di plasticizzazione e rottura per taglio e/o per pressoflessione dei maschi murari sollecitati nel proprio piano, determinando il taglio complessivo portato dalla struttura.

La resistenza all'azione orizzontale del maschio murario i -esimo, al j -esimo piano, nella direzione dell'analisi, sollecitato nel proprio piano, viene valutata considerando il valor medio della sua resistenza unitaria a taglio, secondo la formulazione di Turnsek-Cacovic [Turnsek, Cacovic, 1970, PCM, 2005]. La formula originaria esprime bene la resistenza di un maschio murario quando la rottura avviene per taglio, mentre ne fornisce una sovrastima quando il maschio murario è snello e soggetto ad una tensione di compressione bassa, a causa del sopraggiungere della crisi per flessione, prima che si determini la crisi per taglio. Per tener conto di questa eventualità, si applica un fattore riduttivo della resistenza specifica tangenziale [M. Dolce, 1991], funzione della snellezza e della tensione di compressione media, così da ottenere il valore corretto $\tau_{\text{corr},i,j}$, per il maschio murario i -esimo del piano j -esimo, nella direzione parallela al piano medio del maschio murario:

$$V_{i,j} = A_{i,j} \cdot \tau_{\text{corr},i,j} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i,j}}{1.5 \cdot \tau_{\text{corr},i,j}}} \quad (4.1)$$

in cui V_{ij} è la resistenza a taglio del maschio murario i -esimo, al piano j -esimo, sollecitato nel proprio piano, $\sigma_{0,i,j}$ è la tensione di compressione agente sullo stesso maschio murario per effetto dei carichi verticali, $A_{i,j}$ è l'area della sua sezione orizzontale. La valutazione di $\tau_{\text{corr},i,j}$ viene effettuata automaticamente dalla procedura, una volta specificate le caratteristiche geometriche del maschio murario e delle fasce di piano inferiore e superiore ed i carichi agenti. La valutazione della resistenza complessiva dell'edificio, infatti, richiede la determinazione delle aree di muratura resistente nelle due direzioni, escludendo naturalmente le aperture di porte e finestre, valutando per ciascun allineamento la snellezza media e la tensione media di compressione, così da determinare il fattore riduttivo da applicare alla resistenza unitaria a taglio. La resistenza complessiva in ciascuna direzione è ottenuta sommando i contributi dei singoli maschi murari del livello in esame sollecitati parallelamente, secondo l'equazione:

$$V_j = \sum_i V_{i,j} \quad (4.2)$$

La rigidezza dei singoli maschi murari viene valutata tenendo conto della deformabilità a taglio e la deformabilità a flessione con l'equazione:

$$K_{i,j} = r \cdot \frac{G \cdot A}{\chi \cdot h_{\text{def}}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{G \cdot h_{\text{def}}^2}{\chi \cdot E \cdot b^2}} \quad (4.3)$$

In cui per tutte le grandezze in formula sono omessi, per semplicità, gli indici di riferimento del maschio in esame ed i moduli elastici sono valutati come:

$$E = 6 G ; \quad G = 1100 \tau_k$$

r è un fattore riduttivo che tiene conto della riduzione di rigidezza per fessurazione, compreso tra 0.5 e 1;

h_{def} è l'altezza deformabile, valutata tenendo conto delle dimensioni delle aperture adiacenti al maschio murario in esame, secondo la formulazione data in [Dolce, 1991];

b è la larghezza del maschio murario;

A è l'area della sezione orizzontale del maschio murario.

4.3 Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di operatività e di collasso

La vulnerabilità sismica dell'edificio viene valutata in termini di accelerazione di picco a terra che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionale considerati: l'operatività e il collasso, in analogia con quanto già descritto per gli edifici in c.a.. Pertanto l'accelerazione massima, PGA, viene innanzitutto riferita al sito in cui è localizzato l'edificio, includendo anche l'amplificazione e la distorsione spettrale prodotta dai terreni deformabili di fondazione. Successivamente viene determinata l'accelerazione di picco riferita alle condizioni ideali su roccia a_g , corrispondente all'accelerazione al sito PGA che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionali della struttura.

La PGA può essere direttamente tradotta in termini di pericolosità sismica locale, espressa come quel valore dell'intensità macrosismica (MCS) che determina il raggiungimento della condizione considerata, nel secondo caso la valutazione si correla direttamente alla pericolosità sismica di base, cui si riferiscono normalmente le mappe di pericolosità a livello nazionale [SSN, 2001, INGV, 2004] e la classificazione sismica [PCM, 2003]. È, allora, immediato rapportare la vulnerabilità alla pericolosità sismica, giungendo ad una valutazione di rischio, in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le condizioni prestazionali in esame o di rapporto tra le intensità di tale terremoto e del terremoto di progetto che la normativa sismica stabilisce come requisito minimo

della progettazione. A questo riguardo occorre sottolineare una distinzione da fare in relazione all'aver assunto coefficienti di sicurezza sui materiali unitari o pari a quelli di normativa. Solo nel secondo caso, fatte salve le approssimazioni del modello, il confronto con il terremoto di progetto assume il significato di una verifica di sicurezza ai sensi della normativa.

Il passaggio dalle resistenze di piano, o dalle forze di piano che determinano il raggiungimento del limite di operatività, all'accelerazione al suolo che determina le condizioni critiche, richiede una serie di passaggi di seguito descritti, che mettono a confronto gli effetti indotti dall'azione sismica (sollecitazioni, richieste di duttilità, deformazioni), ossia la domanda, con le corrispondenti capacità per ciascun piano e per ciascuna direzione, andando poi a individuare la situazione più sfavorevole nel rapporto domanda/capacità, sulla base della quale si valuterà l'accelerazione al suolo che ne determina il raggiungimento.

4.3.1 Tagli di piano

Si procede analogamente a quanto già visto per gli edifici in c.a.. Pertanto si determina il taglio prodotto ai vari piani da un valore dell'accelerazione agente globalmente sulla struttura pari a $1g$. A tale scopo si utilizza il metodo dell'analisi statica lineare, nella formulazione prevista in [PCM, 2003, 2005], che definisce le forze di piano in relazione ad una prefissata forma semplificata del primo modo di vibrare della struttura:

$$F_j = F_h (z_j W_j) / \sum (z_l W_l) \quad (4.4)$$

dove:

$F_h = W$, avendo assunto l'accelerazione pari a $1g$

F_j è la forza da applicare al piano j

W_j e W_l sono i pesi delle masse ai piani j e l rispettivamente

z_j e z_l sono le altezze dei piani j e l

W è il peso complessivo della costruzione in elevazione

g è l'accelerazione di gravità.

Il taglio agente al piano j , $V_{ag,j}$, nella direzione considerata è ottenuto sommando le forze calcolate agenti al di sopra del piano in esame:

$$V_{ag,j} = \sum_{l=j}^p F_l \quad (4.5)$$

I rapporti S_{Dj} tra i tagli di piano V_j corrispondenti alla condizione limite in esame ed i corrispondenti tagli di piano agenti $V_{ag,j}$ definiscono la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio in termini di accelerazioni sulle masse strutturali, espresse in frazione di g .

4.3.2 Accelerazioni del suolo

Il passaggio successivo consiste nel determinare le accelerazioni massime del terreno in situ (PGA) e su roccia (a_g) corrispondenti al raggiungimento delle condizioni limite ai singoli piani e nelle due direzioni considerate. Anche questo passaggio viene effettuato in maniera analoga alla procedura già descritta per il c.a., con le necessarie particolarizzazioni.

L'accelerazione del terreno è legata all'accelerazione sulle masse strutturali attraverso la seguente relazione:

$$S_{Dj} = PGA_j \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,i} = a_{gj} \cdot S \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,i} \quad (4.6)$$

Dove i coefficienti α_{PM} , α_{AD} , α_{DS} , $\alpha_{DUT,j}$ hanno lo stesso significato già visto per gli edifici in c.a., con le seguenti precisazioni:

α_{DS} negli edifici in muratura, nei quali il contributo degli elementi non strutturali, ove presenti, si considera trascurabile, α_{DS} è normalmente assunto pari a 1, sebbene tale valore sia modificabile nella procedura, per tener conto di situazioni particolari.

$\alpha_{DUT,j}$ è un coefficiente funzione di numerosi parametri, come viene specificato in dettaglio successivamente, alcuni riferiti all'edificio globalmente, altri al piano in esame. Per quanto riguarda i parametri globali, essi dipendono essenzialmente dalle irregolarità presenti, sia in termini di distribuzione delle resistenze in elevazione, che di geometria della struttura, che di rigidezza e/o di massa in pianta. Tutti i fattori sopra elencati, penalizzanti per le capacità duttili della struttura, varieranno il valore di $\alpha_{DUT,i}$ nel range $1 \leq \alpha_{DUT,j} \leq 2$. Nella valutazione delle prestazioni strutturali rispetto alle condizioni di operatività il coefficiente di duttilità assume, in ogni caso, valore unitario.

4.3.3 Coefficiente di duttilità

Per gli edifici in muratura perfettamente regolari si adotta un valore di riferimento del coefficiente di duttilità di piano pari a 2. Tale valore può essere ulteriormente penalizzato mediante i coefficienti p_k , che tengono conto dell'influenza delle irregolarità sulla duttilità di piano. Il coefficiente di duttilità di piano nella direzione considerata assume pertanto la forma:

$$\alpha_{DUT,j} = 2 \cdot p_{1,j} \cdot p_2 \cdot p_3 \geq 1 \quad (4.7)$$

dove ai coefficienti p_k sono da attribuire i seguenti significati:

- $p_{1,j}$ = coefficiente riduttivo di piano per irregolarità di resistenza tra piani successivi
- p_2 = coefficiente riduttivo globale per irregolarità di rigidezza o di massa in pianta
- p_3 = coefficiente riduttivo globale per irregolarità di forma geometrica

Il significato, nonché i valori assunti da ognuno dei coefficienti di penalizzazione considerati, è di seguito specificato.

a) coefficiente riduttivo per irregolarità di resistenza tra piani successivi - $p_{1,j}$

L'irregolarità di resistenza in elevazione, in particolare un eccessivo aumento del rapporto tra capacità e domanda in termini di taglio di piano procedendo dal basso verso l'alto, viene quantizzata attraverso il calcolo automatico dei rapporti taglio-resistente/taglio-agente ad ogni piano, per ogni direzione. Detto R_i il rapporto tra i suddetti rapporti calcolati per il piano j -esimo e il piano $(j+1)$ -esimo immediatamente al di sopra, per una data direzione:

$$R_j = (V_j/V_{ag,j})/(V_{j+1}/V_{ag,j+1})$$

si ha:

$$p_{1,j} = 0.5 + 0.5 R_j \geq 0.75 \quad \text{se } R_j < 1$$

$$p_{1,j} = 1 \quad \text{se } R_j \geq 1$$

Il coefficiente $p_{1,j}$, pertanto, sarà pari a uno se ai piani inferiori si hanno delle sovrarresistenze rispetto ai piani superiori, a 0.75 quando si hanno delle sovrarresistenze dei piani superiori maggiori del 50% rispetto ai piani inferiori, e valori compresi tra 0.75 e 1 negli altri casi. Ovviamente il coefficiente è sempre unitario all'ultimo piano.

Le irregolarità di rigidezza e massa in elevazione non sono considerate, ritenendo che esse producano effetti trascurabili rispetto a quelli determinati dalle irregolarità di resistenza.

c) coefficiente riduttivo dovuto all'irregolarità di rigidezza o di massa in pianta - p_2

Le irregolarità di rigidezza e/o resistenza in pianta, quali ad esempio quelle determinate da una distribuzione disuniforme dei maschi murari in pianta viene penalizzata con un unico fattore riduttivo p_2 , da applicare al coefficiente di duttilità di tutti i piani, che assume i seguenti valori:

$$p_2 = 1.00 \quad \text{per situazioni regolari}$$

$$p_2 = 0.95 \quad \text{per situazioni mediamente irregolari}$$

$$p_2 = 0.90 \quad \text{per situazioni fortemente irregolari}$$

d) coefficiente riduttivo dovuto all'irregolarità di forma geometrica - p_3

L'irregolarità di forma in pianta (pianta non compatta, non simmetrica) e/o in elevazione (rastremazioni in elevazione) vengono portate in conto mediante un unico fattore riduttivo p_3 , da applicare al coefficiente di duttilità di tutti i piani, pari a:

$$p_3 = 1.00 \quad \text{per situazioni regolari}$$

$$p_3 = 0.95 \quad \text{per situazioni mediamente irregolari}$$

$$p_3 = 0.90 \quad \text{per situazioni fortemente irregolari}$$

La valutazione del grado di irregolarità di forma in pianta e in elevazione dovrà essere basato sugli stessi criteri di regolarità già visti per gli edifici in c.a..

Considerando tutti i fattori riduttivi detti il coefficiente di duttilità risultante non potrà comunque essere assunto minore di uno, come è chiaramente indicato nella (4.7). Come già detto, il valore unitario, in realtà, non indica l'assenza di richieste di duttilità, in quanto il calcolo della resistenza complessiva è dato dalla somma delle resistenze di tutti gli elementi resistenti, ciò implicando che, affinché tutte le resistenze vengano chiamate in gioco per intero, gli elementi che plasticizzano per primi subiscano comunque delle deformazioni inelastiche.

4.3.4 Determinazione del livello prestazionale che comporta la perdita di Operatività

Come per gli edifici in c.a. la perdita di operatività è riferita alla condizione di danneggiamento non trascurabile delle parti non strutturali e/o di quelle strutturali. Per questo essa è determinata dal raggiungimento di una delle due seguenti condizioni:

- drift percentuale (spostamento interpiano/altezza di interpiano) $d_{r,lim} = 0.3\%$
- accelerazione a terra corrispondente ad un valore unitario di $\alpha_{DUT,j}$.

Le modalità di valutazione sono del tutto analoghe a quelle viste per gli edifici in c.a., che qui si riportano per completezza di esposizione.

Per quanto riguarda la prima condizione, nota la rigidezza totale K_j e l'altezza h_j del piano j -esimo, il taglio che provoca il drift limite nella direzione considerata sarà pari a:

$$V_{op,j} = K_j \cdot h_j \cdot d_{r,lim} \quad (4.8)$$

Considerando questo come valore massimo “resistente”, è possibile, procedendo analogamente a quanto fatto per l'individuazione del limite di collasso, determinare le massime accelerazioni spettrali. Le uniche differenze sono legate ai coefficienti riduttivi $p_{1,j}$ e p_3 che assumono valore unitario. L'espressione del coefficiente di duttilità di piano, quindi, degenera in:

$$\alpha_{DUT,j} = 1 \cdot (1 \cdot p_2 \cdot 1) = p_2 \quad (4.9)$$

dove il coefficiente riduttivo p_2 assume gli stessi significati e gli identici valori del precedente paragrafo. È evidente che il fattore $\alpha_{DUT,j}$ assume in questo caso il significato di fattore di irregolarità che amplifica gli effetti del sisma in termini di deformazioni locali, rispetto alle quali si effettua la verifica dei limiti di operatività.

L'altra condizione è valutata semplicemente assumendo $\alpha_{DUT,j} = 1$. È opportuno sottolineare come questa condizione corrisponda non alla prima plasticizzazione locale dei maschi murari ma alla

plasticizzazione di tutti i maschi di un piano, e, dunque, ad uno stato di danneggiamento effettivo della struttura.

4.3.5 Accelerazioni al suolo

Noti i coefficienti di trasformazione, dall'inversione della (4.6) si ricavano facilmente le accelerazioni massime al suolo in situ e su roccia, che determinano, per ogni piano e per ciascuna direzione, il raggiungimento delle condizioni limite (collasso e operatività), per ciascuna direzione, secondo la procedura e le equazioni già illustrate per gli edifici in c.a..

4.5 Determinazione dei periodi di ritorno e valutazione del rischio

Una volta valutata la vulnerabilità reale della struttura, espressa in termini di accelerazione massima a terra del terremoto che produce il collasso o la perdita di operatività, tali accelerazioni possono essere espresse anche in termini di intensità della scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg, o riportate in termini di periodo di ritorno del corrispondente terremoto, secondo le procedure già illustrate per gli edifici in c.a..

5. AFFIDABILITÀ DELLE STIME ED ASPETTI CONNESSI

L'attendibilità dei risultati che il metodo può fornire è strettamente legata alla qualità delle informazioni e all'aderenza del modello alla realtà. In condizioni ottimali il metodo fornisce risultati molto affidabili, come si può constatare dai confronti riportati in altri capitoli, e vicini sia alla realtà sperimentale, sia alle valutazioni svolte con procedure più complesse e sofisticate. Il venir meno di tali condizioni può richiedere una revisione del parametro finale di vulnerabilità e di rischio, attraverso un giudizio soggettivo che valuti sia la possibilità che la stima abbia margini di variabilità molto ampi, per la cattiva conoscenza dei parametri principali, sia la possibilità che la stima non sia cautelativa, per la presenza di fattori negativi che il metodo e il modello non possono mettere in conto.

Particolare importanza, circa l'attendibilità dei risultati del metodo, è rivestita dall'adeguatezza del modello rispetto all'edificio analizzato, dalla qualità delle informazioni e dal grado di conoscenza acquisito attraverso sopralluoghi, saggi e documentazione disponibile (progetto o rilievo architettonico, progetto strutturale o altri elaborati di carpenteria, numero di saggi effettuati sugli

elementi strutturali per individuazione delle armature e verifica delle dimensioni o per determinazione delle caratteristiche delle murature e dell'apparecchio murario e su quelli non strutturali, numero e tipo di prove sui materiali).

Si ricorda, peraltro, che taluni fattori strutturali peggiorativi, quali:

- Disposizione irregolare delle aperture e presenza di piccole aperture e nicchie nelle pareti strutturali che possono influenzare il comportamento sismico degli edifici in muratura,
- Presenza di spinte statiche (tetti, volte, archi, negli edifici in muratura, pareti di sostegno del terreno, ecc.),
- Elevata snellezza dell'edificio,
- Elevata snellezza delle strutture verticali,

non sono portati in conto dal modello.

Altri elementi che possono aumentare l'effettiva vulnerabilità dell'edificio possono essere:

- Presenza di danni preesistenti
- Giunti strutturali inadeguati
- Evidenza di cedimenti fondali
- Solai di caratteristiche non adeguate alla luce e all'utilizzo (aule, palestre, ecc.) e/o con evidenti inflessioni
- Muratura di scarsa qualità (di pietrame a sacco o in laterizio), soggetta a comportamenti fragili per instabilità o per costituzione dei materiali e dell'apparecchio murario
- Presenza di pareti intersecate da pareti trasversali ad interasse elevato ($>7\text{m}$) negli edifici in muratura.

Da non sottovalutare, inoltre, nel giudizio complessivo sull'immobile, la vulnerabilità delle parti non strutturali, di cui il modello non tiene conto. Tali parti sono maggiormente soggette a danni, anche per terremoti di bassa intensità, e possono determinare cadute pericolose di elementi pesanti. Elementi da prendere in considerazione sono le altezze d'interpiano superiori ai 3.5 m senza cordoli rompitratta intermedi o altri provvedimenti atti a ridurre il rischio di ribaltamento di tamponature e tramezzi, le tamponature disposte esternamente alla maglia strutturale e/o su sbalzi, i rivestimenti pesanti in cattivo stato di manutenzione, le controsoffittature pesanti, i cornicioni e i camini in muratura, gli sbalzi di grande luce e tutti quegli altri fattori che, seppur non partecipino alla stabilità dell'edificio, comunque influenzano la vulnerabilità delle sue singole parti, limitandone la capacità a svolgere le funzioni cui è destinato.

RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro è stato svolto con il contributo del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, nell'ambito del Progetto SAVE (Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani) coordinato da M. Dolce e G. Zuccaro, del Programma Quadro 2000-2002 - tema 1 – “Valutazione del rischio sismico del patrimonio abitativo a scala nazionale” .

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Benedetti, D., V. Petrini, 1984 “Sulla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura: un metodo di valutazione”, *L’Industria delle Costruzioni*, n. 149, Roma, 1984.
- Braga F., Dolce M., Liberatore D., 1982. Southern Italy November 23, 1980 Earthquake: A Statistical Study on Damaged Buildings and an Ensuing Review of the M.S.K.-76 Scale. Presentato alla 7th European conference on earthquake engineering, Settembre 1982, Atene; pubblicazione CNR-PFG n.503, 1982, Roma.
- CEN - Comité Européen de Normalisation, 1991. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings, *ENV 1992-1-1*, Brussels.
- CEN - Comité Européen de Normalisation, 2003. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1.1: General rules, seismic actions and rules for buildings, *ENV1998-1-1*, Brussels.
- Cherubini A., Corazza L., Di Pasquale G., Dolce M., Martinelli A., Petrini V., 1999. Censimento di vulnerabilità degli edifici pubblici, strategici e speciali nelle regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise, Puglia e Sicilia, Dipartimento della Protezione Civile, Roma.
- Clough R.W., Penzien J., 1975, *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill.
- SSN – Servizio Sismico Nazionale, 2001. Rischio Sismico 2001, Roma.
- Dolce M., 1991. Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche”. *L’Industria delle Costruzioni*, Dicembre 1991, Roma
- Dolce M., 1996. Vulnerability Evaluation and Damage Scenarios. Atti del US-Italian Workshop on SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT, New York City.
- Dolce M., 2003. Relazione sulla vulnerabilità sismica e sulla sicurezza della scuola elementare “Amatuzio” del Comune di Bojano.

- Dolce M., Masi A., Moroni C., Martinelli A., Cifani G., Cialone G., Lemme A., 2003. Linee guida per la valutazione della vulnerabilità degli edifici scolastici, Regione Molise, ottobre 2003.
- Dolce M., Masi A., Moroni C., Liberatore D., Laterza M., Ponzo F.C., Cacosso A., D'Alessandro G., Faggella M., Gigliotti R., Perillo G., Samela L., Santarsiero G., Spera G., Suanno P., Vona M., 2004. Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici scolastici della Provincia di Potenza, Atti del XI Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Genova, gennaio 2004.
- Dolce M., Masi A., Samela C., Goretti A., 2005a. Confronto tra diverse procedure per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici scolastici in c.a., Atti del DiSGG N. 2, 2005
- Dolce M., Moroni C., Cardone D., 2005b. Validazione su prove sperimentali della procedura VC per le valutazioni di vulnerabilità e rischio sismico di singoli edifici in c.a., Atti del Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, N. 5/2005.
- FEMA - Federal Emergency Management Agency, 2000. FEMA356 - Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C., 2000.
- INGV, Gruppo di Lavoro, 2004. Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004.
- Margottini C., Molin D., Narcisi B., Serva L., 1985. Intensity vs. acceleration: italian data, Proc. of the Conference on Historical Seismicity of Central-eastern Mediterranean Region.
- Min. LL.PP. 1987. D.M. 20.11.87, Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento (G.U. 5-12-1987, N. 285 - S)
- Min. LL.PP. 1996a. D.M. 16.01.96, Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche (Suppl. Ord. alla G.U. 5-2-1996, N. 29)
- Min. LL.PP. 1996b. D.M. 09.01.96, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso, e per le strutture metalliche (Suppl. Ord. alla G.U. 5-2-1996, N. 19)
- Min. LL.PP. 1997. circ. n. 65/AA.GG 10 aprile 1997 (Suppl. Ord. alla G.U. 28-4-1997, N. 97)
- Park P., Paulay T., 1975. *Reinforced Concrete Structures*, Wiley.
- PCM – Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2003. Ordinanza N. 3274 del 20/03/2003 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- PCM – Presidenza del Consiglio dei Ministri, 2005. Ordinanza N. 3431 del 03/05/2005 – Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

Turnsek V., Cacovic F., 1970. Some Experimental Results on the Strength of Brick Masonry Walls,
2nd International Brick Masonry Conference, Stock on Trent, 1970