



REGIONE BASILICATA
DIPARTIMENTO INFRASTRUTTURE, OPERE
PUBBLICHE E MOBILITA'

CENTRO DI COMPETENZA REGIONALE
SUL RISCHIO SISMICO (CRiS)

***Programma temporale delle verifiche delle opere
strategiche e rilevanti di cui alla OPCM 3274/2003***

*D.G.R. n. 622 del 14 marzo 2005
D.P.C.M. 6 giugno 2005*

**LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE DELLA
VULNERABILITA' SISMICA DEGLI EDIFICI
STRATEGICI E RILEVANTI
(ottobre 2005)**

Documento redatto da: Mauro DOLCE, Angelo MASI

Con la collaborazione di: Carmela CIANCIARULO, Donatella FERRARA,
Claudio MORONI, Carmelinda SAMELA,
Giuseppe SANTARSIERO, Marco VONA

Il Direttore Generale
Dip. Infrastrutture, OO.PP. e Mobilità:
Nello VIETRO

INDICE

INTRODUZIONE.....	5
1 FASE 1 - INDAGINE PRELIMINARE.....	8
1.1 RACCOLTA DEI DATI AMMINISTRATIVI, TECNICI E GEOLOGICI RELATIVI ALL'EDIFICIO	8
1.2 DEFINIZIONE DELLA STORIA PROGETTUALE, COSTRUTTIVA E SISMICA DELL'EDIFICIO.....	9
1.3 RICOGNIZIONE VISIVA SULL'EDIFICIO.....	9
1.4 SINTESI DEI RISULTATI DELL'INDAGINE PRELIMINARE.....	10
2 FASE 2 - VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA	12
2.1 GENERALITÀ	12
2.2 INDAGINE DIRETTA SUL FABBRICATO (SAGGI).....	12
2.3 EFFETTUAZIONE DI PROVE ED INDAGINI STRUTTURALI, GEOLOGICHE E GEOTECNICHE ..	15
2.4 RICOSTRUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO IN ASSENZA DI DOCUMENTAZIONE TECNICA DISPONIBILE	17
2.5 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE.....	17
2.6 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO.....	21
3 FASE 3 - PREDISPOSIZIONE DEL RAPPORTO FINALE.....	26
APPENDICE A - LE PRESCRIZIONI DELL'OPCM 3274 E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PER LE INDAGINI SUGLI EDIFICI IN C.A.	28
A.1 I DATI RICHIESTI	28
A.2 I LIVELLI DI CONOSCENZA	29
A.3 LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO	32
A.4 I DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	33
A.5 LE PROPRIETÀ DEI MATERIALI	34
APPENDICE B - LE PRESCRIZIONI DELL'OPCM 3274 E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PER LE INDAGINI SUGLI EDIFICI IN MURATURA	37
B.1 DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA.....	37
B.2 GEOMETRIA.....	37
B.3 DETTAGLI COSTRUTTIVI	38
B.4 PROPRIETÀ DEI MATERIALI.....	39
B.5 LIVELLI DI CONOSCENZA	41
B.6 VALORI DI RIFERIMENTO DEI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE ESISTENTI.....	42
APPENDICE C – INDAGINI E METODI PER LA STIMA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN-SITU.....	46

C.1	IL PROGRAMMA DELLE INDAGINI.....	46
C.2	IL CAROTAGGIO.....	48
C.3	I METODI NON DISTRUTTIVI.....	49
C.3.1	Le prove sclerometriche.....	50
C.3.2	Le prove ultrasoniche.....	50
C.3.3	Il metodo Sonreb.....	52
C.4	LA STIMA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN-SITU.....	53
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	55
	APPENDICE D – METODOLOGIA SEMPLIFICATA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO.....	56
D.1	GENERALITÀ.....	56
D.2	EDIFICI IN C.A.....	58
D.2.1	Individuazione del o dei meccanismi di collasso possibili.....	58
D.2.2	Modelli di comportamento.....	59
D.2.2.1	Modello di comportamento in assenza di tamponature.....	59
D.2.2.2	Modello di comportamento in presenza di tamponature.....	63
D.2.3	Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di danno limitato e danno severo.....	66
D.2.3.1	Tagli di piano.....	66
D.2.3.2	Accelerazioni al suolo.....	68
D.2.3.3	Coefficiente di duttilità per la determinazione delle condizioni di danno severo	70
D.2.3.4	Determinazione del livello prestazionale che comporta un danno limitato	73
D.2.3.5	Accelerazioni al suolo.....	74
D.3	EDIFICI IN MURATURA.....	74
D.3.1	Individuazione del o dei meccanismi di collasso possibili.....	74
D.3.2	Modello di comportamento.....	75
D.3.3	Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di danno limitato e di danno severo.....	76
D.3.3.1	Tagli di piano.....	77
D.3.3.2	Accelerazioni al suolo.....	78
D.3.3.3	Coefficiente di duttilità.....	79
D.3.3.4	Determinazione del livello prestazionale di danno limitato.....	80

D.3.3.5 Accelerazioni al suolo	81
D.4 AFFIDABILITÀ DELLE STIME ED ASPETTI CONNESSI.....	81
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	83

ELENCO ALLEGATI

ALLEGATO 1:	SCHEDA DI SINTESI DELLA VERIFICA SISMICA DI "LIVELLO 1" O DI "LIVELLO 2" PER GLI EDIFICI STRATEGICI AI FINI DELLA PROTEZIONE CIVILE O RILEVANTI IN CASO DI COLLASSO A SEGUITO DI EVENTO SISMICO (UFFICIO SERVIZIO SISMICO NAZIONALE)
-------------	--

LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' DEGLI EDIFICI STRATEGICI E RILEVANTI

INTRODUZIONE

La redazione di apposite Linee Guida per la esecuzione delle verifiche sugli edifici strategici e rilevanti è prevista nella Delibera di Giunta Regionale n. 622 del 14 marzo 2005, "*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 8 luglio 2004. Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto-legge 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003, n. 326. (Ordinanza n. 3362). I Programma temporale delle verifiche del patrimonio edilizio strategico e rilevante (Annualità 2004) ed approvazione delle procedure di attuazione*".

L'esigenza di predisporre le Linee Guida, a cura del Centro di Competenza Regionale per lo Studio ed il Controllo del Rischio Sismico (CRiS), scaturisce dalla peculiarità del tipo di verifica richiesta e dalla necessità di ottenere risultati omogenei e confrontabili sul territorio regionale, che consentano la definizione del successivo Programma temporale degli interventi.

Tale finalità può essere raggiunta attraverso diverse modalità, purché la metodologia scelta consenta di ottenere risultati finali coerenti con quanto previsto dai seguenti riferimenti:

- DPCM 21.10.2003 (G.U. 29.10.2003, n. 252), Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4 dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.3.2003.
- OPCM 3362 del 8.7.2004 (G.U. 16.7.2004, n. 165), Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto-legge 30.9.2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24.11.2003, n. 236.

Per ciascun edificio strategico, l'attività verrà articolata essenzialmente nelle seguenti tre fasi:

1. raccolta dati esistenti;
2. elaborazione dei dati raccolti e valutazioni di vulnerabilità;
3. sintesi dei risultati.

Nella Fase 1 si procederà a:

- raccogliere tutte le informazioni e documentazioni tecniche esistenti;
- realizzare rilievi, saggi ed indagini sugli elementi e materiali costituenti le strutture e sul terreno di fondazione.

Indicazioni generali sul livello di dettaglio da utilizzare nell'individuazione dell'organismo strutturale e sulle tipologie di indagini da effettuare sono fornite nel presente documento.

La Fase 2 è quella della vera e propria valutazione della vulnerabilità. Sulla scorta dei dati raccolti nel corso delle indagini ed in base alle indicazioni fornite nel presente documento saranno effettuate elaborazioni per valutare la vulnerabilità ed il livello di rischio sismico di ciascun corpo di fabbrica o edificio isolato di cui l'edificio strategico, inteso nel suo insieme, si compone.

Nella Fase 3 saranno sintetizzati i dati raccolti e i risultati ottenuti in un Rapporto Finale che costituirà una sorta di *Carta di Identità* rappresentativa della consistenza e dello stato di ciascun edificio analizzato oltre che la base fondamentale per successive indagini, valutazioni e per la progettazione degli eventuali interventi.

Come meglio specificato nel seguito del presente documento, in cui saranno fornite indicazioni di maggiore dettaglio sullo svolgimento delle tre fasi su indicate, i criteri in esso contenuti sono stati definiti con riferimento alle sopra citate finalità, ma fanno anche esplicito riferimento ad alcune indicazioni contenute nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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*, recentemente aggiornata con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3 maggio 2005, pubblicata sulla G.U. n. 107 del 10 maggio 2005 (S.O. n. 85).

Riguardo alle modalità di svolgimento delle attività previste nel presente documento, è opportuno citare quanto previsto nell'Ordinanza al punto 11.1 dell'Allegato 2, relativo agli edifici esistenti: *“Negli edifici esistenti le situazioni concrete riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche e dettagliate per tutti i casi. I contenuti del presente capitolo costituiscono un riferimento generale che può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista”*.

Le attività previste nelle fasi di indagine sopra individuate hanno per oggetto dei complessi edilizi con funzioni strategiche e rilevanti che possono essere costituiti da uno o più corpi

strutturali indipendenti (ad es.: una scuola composta da un solo corpo strutturale in cui sono concentrate tutte le attività, oppure una scuola composta da più corpi strutturali ospitanti aule, palestra, laboratori, ecc.) pertanto è necessario, nel secondo caso, individuare i singoli corpi di fabbrica, i quali devono essere considerati singolarmente come oggetti dell'indagine di vulnerabilità. La presenza di un giunto tecnico costituisce elemento di separazione tra corpi.

Allo scopo di raccogliere e sintetizzare i dati principali di ogni edificio oggetto di verifica si prevede la compilazione della *Scheda di sintesi per verifica sismica di "livello 1" o di "livello 2" per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico*, redatta dal DPC. Tale scheda contiene la sintesi sia di una serie di dati di carattere generale relativi al livello di conoscenza della struttura ed alle caratteristiche dei materiali che la costituiscono, da acquisire nel corso della realizzazione delle indagini, e sia, a valle delle valutazioni di vulnerabilità, i risultati delle analisi numeriche effettuate.

1 FASE 1 - INDAGINE PRELIMINARE

1.1 RACCOLTA DEI DATI AMMINISTRATIVI, TECNICI E GEOLOGICI RELATIVI ALL'EDIFICIO

In questa prima fase, si raccoglieranno tutti i documenti progettuali, costruttivi, di collaudo e di manutenzione reperibili, atti a fornire notizie sulle caratteristiche della struttura. Saranno rilevate anche le informazioni sulle parti non strutturali che possono contribuire alla resistenza sismica dell'edificio (ad esempio le tamponature e i tramezzi in muratura negli edifici in c.a.).

Dovranno essere ricercati documenti di particolare interesse quali:

- progetto architettonico e strutturale (relazione di calcolo delle strutture, relazione geologica, relazione geotecnica e sulle fondazioni, elaborati grafici, computi metrici);
- eventuali varianti in corso d'opera;
- documenti di contabilità (libretti delle misure, ecc.);
- certificati di prove sui materiali;
- relazione e certificato di collaudo;
- foto delle fasi costruttive e dei dettagli strutturali;
- progetti di ristrutturazione/miglioramento/adequamento sismico e relativi documenti di esecuzione e collaudo;
- progetti di ristrutturazione funzionale e architettonica;

Nel caso non sia possibile reperire (in parte o completamente) la documentazione su elencata, è comunque importante individuare il periodo sia di progettazione che di realizzazione dell'edificio in esame. Da queste informazioni, infatti, è possibile, tenendo conto anche dell'eventuale classificazione sismica del sito all'epoca della progettazione originaria, effettuare un'operazione di progettazione simulata con riferimento, oltre che alle normative allora vigenti, anche alle consuetudini progettuali e costruttive dell'epoca.

È importante sottolineare come questa fase sia fondamentale per migliorare il livello di conoscenza dell'opera e determinarne le caratteristiche strutturali, riducendo sensibilmente i costi delle indagini successive.

1.2 DEFINIZIONE DELLA STORIA PROGETTUALE, COSTRUTTIVA E SISMICA DELL'EDIFICIO

Occorre individuare le seguenti informazioni minime, specificandone la fonte, tratte dai documenti di cui al punto 1.1 e dalle testimonianze di progettisti, costruttori, manutentori:

- descrizione generale dell'opera;
- individuazione degli eventuali corpi di fabbrica che compongono il complesso edilizio, costruiti anche per lotti successivi;

Inoltre, per ogni edificio (o corpo di fabbrica) identificato nell'ambito dell'intero complesso strategico occorre ricercare le seguenti informazioni:

- descrizione della struttura (geometria generale, tipologia della struttura, materiali costituenti le strutture verticali e orizzontali);
- descrizione dello stato generale di conservazione e dell'eventuale quadro fessurativo rilevato;
- anno o epoca di progettazione;
- anno o epoca di inizio lavori;
- anno o epoca di completamento lavori;
- anno e tipo degli interventi successivi al completamento dell'opera, con particolare attenzione agli interventi che hanno variato la struttura, rafforzandola (miglioramento, adeguamento sismico) o indebolendola (sopraelevazioni, creazione di piani porticati, riorganizzazione delle aperture nelle pareti murarie, apertura di vani nelle pareti murarie portanti, etc.);
- storia sismica dell'edificio con riferimento agli eventi subiti ed agli eventuali dati ed ai danni rilevati.

1.3 RICOGNIZIONE VISIVA SULL'EDIFICIO

La prima ricognizione visiva dovrà riguardare sia la geometria dell'opera e sia la presenza di eventuali dissesti in atto. Tutte le informazioni dovranno essere riportate nel Rapporto Finale e sintetizzate sia mediante la compilazione delle schede, che documentate attraverso il rilievo fotografico da riportare nell'allegato 1B, secondo le modalità più avanti descritte.

Riguardo alla geometria dell'opera, si avrà cura di verificare le informazioni raccolte attraverso i documenti di cui al punto 1.1 tramite un rilievo visivo, rilevando eventuali difformità rispetto agli elaborati progettuali o, nel caso di irreperibilità del progetto, identificando le caratteristiche geometriche dell'opera mediante un rilievo completo.

Riguardo ai dissesti in atto o conseguenti ad eventi sismici passati, l'attenzione sarà rivolta all'eventuale presenza di quadri fessurativi determinati da:

- danni dovuti a eventi sismici precedenti (specificare il sisma, il tipo e l'entità del danno, con riferimento alla classificazione della scheda AeDES (DPC, 2000));
- cedimenti di fondazione (specificare con riferimento alla classificazione della scheda AeDES);
- inadeguatezza degli orizzontamenti (solai e travi) ai carichi verticali (manifestata da lesioni nelle strutture o lesioni indotte negli elementi non strutturali, deformazioni eccessive);
- inadeguatezza di pilastri e pareti ai carichi verticali (ad esempio: presenza di lesioni verticali, schiacciamenti, spancamenti nelle pareti murarie, etc.);
- degrado e difetti costruttivi (ad esempio: distacchi del copriferro, corrosione delle armature, nidi di ghiaia e lesioni da ritiro nel c.a., fuori piombo costruttivi, degrado delle malte e/o degli inerti costituenti la muratura, etc.)

1.4 SINTESI DEI RISULTATI DELL'INDAGINE PRELIMINARE

Gli elementi ed i risultati emersi nello svolgimento delle attività descritte ai paragrafi precedenti saranno sintetizzati nel rapporto finale con riferimento, salvo diverse esigenze legate alle specificità dei singoli casi, ai contenuti di seguito riportati.

1. Descrizione generale dell'opera

Saranno descritte tutte le informazioni raccolte sulle caratteristiche geometriche e d'uso dell'opera e di sue singole parti sia dai documenti disponibili che dai sopralluoghi effettuati e dalle testimonianze rilevate. Occorre anche fornire l'elenco completo ed una copia dei documenti reperiti e il tipo di informazioni da essi estraibili, utili ai fini delle valutazioni successive sulla vulnerabilità sismica dell'opera (ad esempio: carpenteria del c.a., tabella dei pilastri, relazione di calcolo, computo metrico, etc.).

2. Descrizione della struttura

Descrizione della geometria generale (forma in pianta, in elevazione, coperture, dimensioni, presenza di giunti di separazione, etc.), della tipologia della struttura (materiali costituenti le strutture verticali e orizzontali), con indicazione di quanto ricavato dalle indagini previste al punto 1.2.

3. Compilazione della parte conoscitiva della scheda DPC

Nella fase preliminare di ricognizione delle caratteristiche strutturali è utile a fini riepilogativi compilare la sola parte conoscitiva (in quanto non sono ancora noti i risultati delle verifiche) della suddetta scheda DPC, *Scheda di sintesi per verifica sismica di "livello 1" o di "livello 2" per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico.*

2 FASE 2 - VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA

2.1 GENERALITÀ

La fase 2 è finalizzata a conseguire la conoscenza più dettagliata possibile, compatibilmente con i tempi disponibili ed i costi sostenibili, per l'esecuzione delle elaborazioni numeriche necessarie ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica.

Le modalità di svolgimento delle attività dovranno essere coerenti o quantomeno propedeutiche alla successiva valutazione della sicurezza ai sensi dell'Ordinanza 3274/2003 da effettuare in sede di progettazione esecutiva dell'eventuale intervento.

Coerentemente con i suddetti obiettivi di breve e medio termine, vanno tenute presenti le indicazioni dell'Ordinanza 3274/2003 (e successive modifiche), nelle parti specifiche (Cap. 11 dell'Allegato 2) relative agli edifici esistenti.

A tale scopo, nelle Appendici A e B, rispettivamente per gli edifici in c.a. e in muratura, si riportano alcuni stralci del cap. 11 dell'allegato 2 all'OPCM 3274/2003 come aggiornata con OPCM 3431/2005, concernenti i livelli di conoscenza da conseguire per la valutazione della resistenza sismica.

2.2 INDAGINE DIRETTA SUL FABBRICATO (SAGGI)

I saggi sulla struttura e sui principali elementi non strutturali sono finalizzati a definire nel massimo dettaglio le loro caratteristiche geometriche esterne e interne, la tipologia strutturale, l'efficacia dei collegamenti, la presenza e le dimensioni di giunti di separazione strutturale, le caratteristiche di un eventuale quadro fessurativo conseguente ad eventi sismici o ad altre azioni, ecc..

Nel definire numero e tipo di saggi ci si riferirà fondamentalmente all'OPCM 3274/2003, Allegato 2, Cap. 11, nella versione aggiornata di cui all'OPCM 3431/2005, cercando di conseguire il livello di conoscenza adeguata (LC2), nel caso di reperibilità del progetto, o limitata (LC1) in assenza di alcun documento progettuale o costruttivo delle strutture.

In generale è possibile attenersi alle seguenti raccomandazioni.

Strutture in c.a.

Il numero di saggi sarà commisurato al grado di conoscenza conseguibile dal progetto, considerando comunque le indicazioni minime contenute nell'OPCM 3274/2003 e successivi aggiornamenti per il livello di conoscenza previsto (LC2 o LC1), e deriverà dalle seguenti considerazioni:

- è fondamentale una buona conoscenza della geometria dei singoli elementi strutturali e delle loro armature longitudinali e trasversali; si privilegeranno (quanto a numero di elementi indagati ed accuratezza dell'indagine) i pilastri rispetto alle travi;
- in caso di disponibilità degli elaborati progettuali, i saggi saranno finalizzati a verificare la rispondenza tra edificio realizzato e progetto; si catalogheranno gli elementi strutturali, particolarmente i pilastri, con caratteristiche uguali, per geometria e armatura, e si effettueranno saggi su almeno un paio di essi, scoprendo con una traccia orizzontale l'elemento strutturale (per determinarne le dimensioni effettive) e le barre d'acciaio longitudinali su due lati ortogonali. Con una traccia verticale si verificherà la presenza e il diametro delle staffe. La determinazione delle armature potrà essere agevolata dall'uso di un pacometro, ma in ogni caso occorrerà asportare il copriferro per scoprire i ferri ed effettuare una misura diretta del diametro;
- in caso di indisponibilità degli elaborati progettuali, occorrerà cercare di individuare la struttura, attraverso una prima ricognizione a vista e alcuni saggi sull'intonaco, anche con l'ausilio di un pacometro. Si individueranno quindi le caratteristiche di ripetitività della struttura (ad esempio telai trasversali paralleli ad interasse costante), definendo così un criterio di indagine che permetta di ridurre il numero di saggi volti alla determinazione delle armature; si procederà poi all'effettuazione dei saggi come specificato al precedente punto;
- per quanto riguarda le fondazioni, particolarmente in mancanza di elaborati progettuali e nel caso di evidenza di cedimenti fondali, si consiglia di effettuare almeno un saggio in fondazione, che consenta di verificare: profondità del piano di posa, tipologia e caratteristiche geometriche della struttura di fondazione. Nei casi in cui si presuma che le caratteristiche delle strutture di fondazione non siano uniformi, va incrementato opportunamente il numero di saggi;
- i saggi sulle tamponature saranno volti a determinarne la geometria interna (presenza di intercapedine) e le caratteristiche dei materiali (mattoni pieni, forati, blocchetti di calcestruzzo, etc.); analogo indagine verrà svolta sulle tramezzature di spessore

superiore ai 10 cm e prive di aperture; anche per gli elementi non strutturali si procederà per tipi, così da limitare il numero di saggi;

- in caso di presenza di lesioni visibili sull'intonaco, se ne verificherà l'effettiva consistenza nella struttura in c.a., approfondendo eventualmente i saggi, per verificare le ipotesi fatte in fase 1 (attività 1.3);
- particolare attenzione verrà rivolta all'approfondimento delle cause di eventuali lesioni, dissesti o stati di degrado, già presi in esame nell'attività 1.3, scoprendo la struttura in corrispondenza di eventuali fessure e lesioni ed effettuando saggi accurati (ad es. volti a rilevare le condizioni delle armature presenti per valutare se eventuali lesioni o distacchi di copriferro siano conseguenti alla corrosione dell'acciaio).

Strutture in muratura

Gli elaborati progettuali sono, spesso, di difficile reperibilità. Le indagini mediante saggi saranno essenzialmente finalizzate a:

- a) definire la geometria (spessori) delle pareti portanti, individuando la presenza di tramezzature non strutturali e di eventuali aperture chiuse ed il relativo grado di connessione con le murature originarie;
- b) definire i materiali (laterizi pieni o forati, blocchetti di calcestruzzo, valutando l'entità dei vuoti del singolo blocco di laterizio o di calcestruzzo, pietra squadrata, pietra non squadrata, etc.) e la tessitura della muratura (muratura piena, muratura a due paramenti non o scarsamente ammorsati tra loro, muratura a sacco, con definizione di tipologia e spessore dei singoli paramenti e del riempimento, etc.); si raccomanda di eseguire almeno due saggi a tutto spessore per ogni piano, rispettivamente su un muro longitudinale e trasversale. Se l'edificio presenta muri di diverse caratteristiche (per materiali o apparecchio murario), il numero di saggi va incrementato opportunamente;
- c) individuare la presenza e definire le caratteristiche di precedenti interventi di rafforzamento della struttura muraria (ristilatura dei giunti, iniezioni di legante, intonaco cementizio armato e non su uno o entrambi i lati, iniezioni armate di cucitura, etc.);
- d) verificare il grado di ammorsamento tra murature ortogonali;
- e) individuare la presenza di cordoli di c.a. in corrispondenza dei solai, o di catene/tiranti, di cui si verificherà l'integrità e l'efficacia (messa in forza rispetto al capochiave);

- f) verificare la presenza e definire le caratteristiche degli architravi o delle piattabande in corrispondenza di porte e finestre;
- g) per quanto riguarda le fondazioni, verificare (particolarmente in mancanza di elaborati progettuali e nel caso di evidenza di cedimenti fondali): profondità del piano di posa, tipologia, materiale e caratteristiche geometriche della struttura di fondazione. Nei casi in cui si presuma che le caratteristiche delle strutture di fondazione non siano uniformi, va incrementato opportunamente il numero di saggi;
- h) in caso di presenza di lesioni, verificarne la continuità e l'entità nella muratura.

Particolare attenzione dovrà essere rivolta all'approfondimento delle cause di eventuali dissesti, mediante saggi ad hoc.

2.3 EFFETTUAZIONE DI PROVE ED INDAGINI STRUTTURALI, GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

I rilievi, le prove e le indagini sono finalizzati al completamento dei dati di riferimento per la messa a punto di un modello di valutazione della vulnerabilità sismica.

I rilievi saranno svolti a completamento delle attività 2.2, e consisteranno nelle misurazioni atte a definire la geometria delle parti resistenti.

Le prove saranno finalizzate a definire le proprietà meccaniche dei materiali delle parti resistenti. Nel definire numero e tipo di prove ci si riferirà fondamentalmente alle indicazioni contenute nell'O.P.C.M. 3274/03, G.U. 08.05.2003, allegato 2, cap. 11, cercando di conseguire il livello di conoscenza assunto nella precedente attività 2.2. Oltre alle prove distruttive previste nella citata ordinanza, si raccomanda l'esecuzione di prove non distruttive finalizzate a verificare l'omogeneità delle caratteristiche meccaniche in tutta la struttura. In generale si possono seguire le seguenti raccomandazioni.

Strutture in c.a.

Le prove sulla struttura saranno finalizzate a determinare, soprattutto, le caratteristiche di resistenza del calcestruzzo, come di seguito specificato.

In mancanza di dati affidabili relativi ad indagini precedenti, e soprattutto in presenza di evidenza di cedimenti fondali, si consiglia di effettuare almeno un sondaggio nel terreno, e

comunque in numero adeguato alle dimensioni dell'edificio, con estrazione di campioni indisturbati e analisi di laboratorio e/o prove penetrometriche.

Al fine di determinare la resistenza media del calcestruzzo da adottare nelle verifiche, il numero di prelievi e di indagini non distruttive va commisurato alle informazioni acquisibili mediante la documentazione di progetto e collaudo reperita e al livello di conoscenza che si vuole conseguire, in accordo con l'OPCM 3274/2003 ed alle dimensioni dell'edificio. In ogni caso si raccomanda di eseguire non meno di:

- 2 prelievi di carote da sottoporre a prove a rottura di compressione in laboratorio, per ogni piano dell'edificio e comunque non meno di 3 prelievi complessivamente nell'intera struttura;
- 6 punti di misura combinata sclerometrica – ultrasonica (SONREB) su travi e pilastri, per ogni piano, calibrando la resistenza sulla base delle prove sulle carote estratte (ossia tre punti di misura saranno in corrispondenza dei punti di prelievo delle carote, e le misure saranno effettuate prima del carotaggio).

Indicazioni più dettagliate sulle indagini e sui metodi che possono essere utilizzati per stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in-situ sono forniti nell'Appendice C.

In caso di incerta determinazione delle caratteristiche delle armature di acciaio, ottenibile in base al tipo di barra (liscia o ad aderenza migliorata), ai documenti progettuali, esecutivi, di collaudo e/o alla normativa dell'epoca, si preleveranno almeno due campioni di armatura da sottoporre a prove di trazione.

Strutture in muratura

Si suggerisce di effettuare prove con martinetti piatti (singolo e doppio) in numero almeno pari al numero di tipologie di muratura significativamente presenti nell'edificio, preferibilmente al primo livello, per determinare lo stato tensionale e la resistenza della muratura.

Si raccomanda, inoltre, di verificare l'omogeneità di caratteristiche della malta sull'intero edificio, ad esempio attraverso prove penetrometriche e/o prove chimiche sulla malta.

In mancanza di dati affidabili relativi ad indagini condotte in precedenza e soprattutto in presenza di evidenza di cedimenti fondali, si consiglia di effettuare almeno un sondaggio nel terreno, e comunque in numero adeguato alle dimensioni dell'edificio, con estrazione di campioni indisturbati e analisi di laboratorio e/o prove penetrometriche.

2.4 RICOSTRUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE DELL'EDIFICIO IN ASSENZA DI DOCUMENTAZIONE TECNICA DISPONIBILE

Sulla base dei saggi e dei rilievi svolti sarà possibile, anche nel caso di impossibilità di reperire i documenti di progetto, di esecuzione e collaudo, ricostruire lo schema della struttura, che verrà sempre restituito graficamente, producendo file in formato DWG o DXF. Nei disegni dovranno essere riportati tutti gli elementi necessari all'esecuzione delle valutazioni di vulnerabilità descritte in 2.6.

In particolare, per gli edifici in muratura, dovranno essere riportate le piante schematiche con, almeno, tutte le pareti murarie strutturali, portanti e/o efficaci ai fini della resistenza sismica, il loro spessore, le caratteristiche tipologiche, le altezze di interpiano e le altezze delle aperture, le caratteristiche geometriche delle parti sotto e sopra finestra, la tessitura dei solai e le caratteristiche dimensionali e tipologiche dei solai di calpestio e di copertura, la presenza di cordoli od altri elementi di collegamento (tiranti, etc.), la presenza di discontinuità nella muratura. Verrà anche prodotta almeno una sezione verticale, con indicate le quote dei solai.

Per gli edifici in c.a., dovranno essere riportate le piante schematiche di carpenteria con, almeno, tutti i pilastri, con le loro dimensioni reali e indicandone le armature, le dimensioni delle travi, le altezze di interpiano, lo spessore e la tipologia delle tamponature, la tessitura dei solai di calpestio e di copertura e le loro caratteristiche dimensionali e tipologiche. Verrà anche prodotta almeno una sezione verticale, con indicate le quote dei solai.

Per entrambe le tipologie strutturali saranno indicati in pianta gli elementi e le parti sottoposte a prove in-situ, carotaggi e saggi.

2.5 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE

Gli strati più superficiali dei terreni di fondazione possono modificare in maniera sostanziale l'onda sismica che sale in superficie determinando differenti caratteristiche del moto del suolo a contatto con la struttura, sia per intensità (amplificazione), che per contenuto in frequenza (forma spettrale).

Il problema è, in generale, molto complesso, e sono necessari indagini e studi approfonditi per arrivare a definire in maniera dettagliata ed affidabile le caratteristiche e l'entità degli effetti di amplificazione locale. A determinare tali effetti contribuiscono sia la morfologia superficiale, ad esempio attraverso effetti di cresta, sia la morfologia degli strati sotterranei, sia, spesso in maniera preponderante, la natura dei terreni di fondazione. La quantificazione degli effetti di amplificazione richiede la conoscenza della geologia di superficie e delle caratteristiche geotecniche dei terreni, conoscenza alla quale si perviene solo attraverso sondaggi, prove geotecniche e misure geofisiche. A titolo di riferimento si riporta di seguito quanto contenuto nel par. 3.1 dell'allegato 2 all'OPCM 3274 (nella versione aggiornata di cui alla OPCM 3431/2005), paragrafo concernente le "Categorie di suolo di fondazione".

3.1 Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (i valori da utilizzare per V_{S30} , N_{SPT} e c_u sono valori medi):

- A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).
- C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).
- D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).
- E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel punto 3.2 vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

- S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)
- S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Nelle definizioni precedenti V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{S30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} .

Come si vede, i parametri fondamentali per definire il profilo di suolo e, conseguentemente, l'amplificazione e la forma spettrale, sono la velocità di propagazione delle onde di taglio, o onde S, e/o il numero di colpi di una prova penetrometrica standard (SPT = Standard Penetration Test) e/o la coesione non drenata.

Dovendo procedere alla determinazione della vulnerabilità sismica e/o all'eventuale progettazione prima che siano disponibili studi regionali, sarà necessario utilizzare tutte le informazioni già disponibili, derivanti da studi precedenti, non finalizzati allo studio degli effetti locali, per assegnare alle condizioni specifiche del sito in esame uno dei profili previsti dalle norme (A, B, C, D, E, S1, S2), sulla base dei parametri detti e delle eventuali correlazioni riscontrabili in letteratura.

Una volta definito il profilo di riferimento del suolo, le norme stesse permettono di assegnare un preciso coefficiente di amplificazione S ed il corrispondente spettro di risposta elastico. Di seguito si riportano i par. 3.2.2 e 3.2.3 delle norme in cui è descritta l'azione sismica.

3.2.2 Descrizione dell'azione sismica

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.

Qualora siano eseguite determinazioni più accurate del moto sismico atteso, corrispondenti alle probabilità di superamento definite in 2.1 e 2.2, è consentito utilizzare spettri specifici per il sito purché le ordinate di tali spettri non risultino in nessun punto del campo di periodi di interesse inferiori all'80% delle ordinate dello spettro elastico standard (p. 3.2.3) applicabile in relazione alla categoria di suolo (p. 3.1).

Per applicazioni particolari, il moto del suolo può essere descritto mediante accelerogrammi, secondo quanto indicato al punto 3.2.7.

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

In mancanza di documentata informazione specifica, la componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali, come specificato in 3.2.3.

3.2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g S$) del terreno che caratterizza il sito.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

nelle quali:

S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (vedi punto 3.1);

Per strutture con fattore di importanza $\gamma_I > 1$, di cui al paragrafo 4.7, erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione $> 15^\circ$ e dislivello superiore a circa 30 metri, l'azione sismica dell'equazione (3.2) dovrà essere incrementata moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica S_T . In assenza di studi specifici si potranno utilizzare per S_T i seguenti valori:

$S_T = 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

$S_T = 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$;

$S_T = 1,2$ per siti del tipo b) ma con pendenza media inferiore.

Il prodotto $S \cdot S_T$ può essere assunto non superiore a 1.6.

η fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$) essendo ξ espresso in punti percentuali,:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \tag{3.3}$$

T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di T_B, T_C, T_D e S da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.1, sono riportati nella Tabella 3.1.

Tabella 3.1 - Valori dei parametri nelle espressioni (3.2) dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Categoria suolo	S	T _B	T _C	T _D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

Ai fini di una verifica delle caratteristiche dinamiche della risposta del terreno, è utile la determinazione del periodo proprio del sottosuolo mediante la tecnica dei rapporti spettrali H/V, secondo il metodo di Nakamura. Si richiede l'effettuazione di minimo quattro misure in campo libero in aree adiacenti l'edificio.

La strumentazione deve essere composta da un sensore sismometrico con frequenza propria non superiore ad 1 Hz. La conversione analogico – digitale deve essere effettuata a 24 bit. La strumentazione deve essere alloggiata in contenitori che evitino l'interferenza delle condizioni meteo – ambientali su cablaggi esterni. Ciascuna misura di rumore ambientale deve essere composta di almeno 5 misure indipendenti da 1 minuto. I segnali devono essere campionati a 125 Hz ed elaborati nell'intervallo 0.1 - 20 Hz. Deve essere prevista la possibilità di elaborazione immediata per eventualmente ripetere misure che presentassero problemi nell'acquisizione.

Nell'individuazione della frequenza fondamentale del terreno deve essere effettuato un test statistico (t-test o binomiale). Dovranno essere restituiti su supporto informatico:

- i dati originali non elaborati;
- gli spettri di Fourier delle singole componenti;
- il rapporto orizzontale verticale di Nakamura;
- l'ubicazione in pianta delle misure.

2.6 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO

La valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio può essere effettuata mediante diverse modalità, purché la metodologia scelta consenta di ottenere risultati finali coerenti con quanto previsto nelle seguenti norme:

- DPCM 21.10.2003 (G.U. 29.10.2003, n. 252), Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4 dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.3.2003.

- OPCM 3362 del 8.7.2004 (G.U. 16.7.2004, n. 165), Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto-legge 30.9.2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24.11.2003, n. 236.

Per quanto riguarda le modalità di valutazione si può fare riferimento a verifiche di livello 1, come definite nel DPCM 21.10.2003, ed in particolare a quanto previsto al par. 3.1 di cui si riportano di seguito alcuni stralci.

3.1. Livello 1

L'obiettivo minimo da perseguire è la definizione di tre livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti ai tre stati limite definiti al punto 11.2 delle citate norme tecniche, e dei loro rapporti con le accelerazioni attese con probabilità 2%, 10% e 50% in 50 anni, per le strutture in c.a., mentre per le strutture in muratura si considerano i soli stati limite di danno severo e di danno lieve.

E' richiesta l'attribuzione ad una delle categorie di suolo descritte nelle norme tecniche, sulla base di studi esistenti e delle carte geologiche disponibili, senza obbligatoriamente ricorrere a prove sperimentali di caratterizzazione del terreno. E' consentito un livello di conoscenza limitato (LC1 secondo le norme).

3.1.1. Edifici in c.a.

Si procederà alle verifiche ricorrendo al livello di conoscenza limitata ai sensi del punto 11.2.3.3 delle norme. Vanno effettuate prove e verifiche *in situ* secondo quanto previsto per il livello di conoscenza limitata descritto nelle norme.

Si ricorrerà all'analisi lineare statica, pur essendo ovviamente consentito utilizzare l'analisi lineare dinamica.

E' consentito considerare due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale indicata dalle norme.

La rigidità degli elementi deve essere valutata considerando la rigidità secante a snervamento. In caso non siano effettuate valutazioni specifiche è consentito valutare la rigidità flessionale degli elementi pari alla metà della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate per ciascun elemento strutturale secondo quanto indicato ai punti 11.2.6.1 e 11.3.3 delle norme.

In particolare si procederà come segue:

- 1 si effettuerà l'analisi dell'edificio, con PGA unitaria, in entrambe le direzioni principali;
- 2 si calcoleranno per ogni elemento strutturale i valori di resistenza (a flessione e a taglio per travi, pilastri e pareti, a trazione e compressione per i nodi non confinati);
- 3 si calcoleranno per ogni piano i valori di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso, di danno severo e di danno limitato (punto 11.3.3.1);
- 4 si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il primo collasso a taglio, o il collasso di un nodo o il raggiungimento della rotazione ultima ad un piano (PGA_{CO});
- 5 si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di danno severo ad un piano (PGA_{DS});

6 si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della rotazione di snervamento ad un piano (PGA_{DL}).

3.1.2. Edifici in muratura

Si procederà alle verifiche ricorrendo a rilievo sommario e a verifiche in situ limitate (punto 11.5.2 delle norme).

Dovranno in particolare essere verificati i dettagli costruttivi descritti al punto 11.5.2.2 delle norme, indicando in modo esplicito l'eventuale non rispondenza di uno dei punti da a) ad e). Si verificherà preliminarmente l'eventuale rispondenza alla definizione di edificio semplice (punti 8.1.10 e 11.5.9 delle norme).

Si ricorrerà all'analisi lineare statica, pur essendo ovviamente consentito utilizzare l'analisi lineare dinamica, secondo quanto descritto al punto 8.1.5.2 delle norme.

E' consentito considerare due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale, considerando l'eccentricità accidentale indicata dalle norme.

La rigidità degli elementi deve essere valutata considerando la rigidità fessurata, considerando la deformabilità a taglio e a flessione.

In caso non siano effettuate valutazioni specifiche è consentito valutare la rigidità degli elementi pari alla metà della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate per ciascun elemento strutturale secondo quanto indicato ai punti 8.1.6 e 8.2.2 delle norme.

In particolare si procederà come segue:

si effettuerà l'analisi dell'edificio, con PGA unitaria, in entrambe le direzioni principali;

- 1 si calcoleranno per ogni elemento strutturale i valori di resistenza a flessione e a taglio e a flessione fuori piano;
- 2 si calcoleranno per ogni pannello murario i valori di deformazione corrispondenti agli stati limite di danno (punto 4.11.2), ed ultimo, in funzione della modalità di collasso (punti 8.2.2.1 e 8.2.2.2);
- 3 si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della deformazione ultima nel piano o della resistenza fuori piano in un pannello (PGA_{DS});
- 4 si calcolerà il moltiplicatore dell'accelerazione che provoca il raggiungimento della resistenza nel piano o della deformazione di danno in un pannello (PGA_{DL}).

E' possibile utilizzare anche modelli di calcolo semplificati che richiedono però un'analisi preliminare dei possibili meccanismi di collasso, in modo da individuare il meccanismo più probabile per la costruzione in esame, in relazione alle sue caratteristiche costruttive, all'esperienza dei passati terremoti, ed ai risultati presenti nella letteratura tecnico – scientifica. Il modello adoperato deve, quindi, essere capace di cogliere il meccanismo di collasso individuato sul quale andranno effettuati i calcoli per la valutazione della vulnerabilità sismica.

In tal senso, in Appendice D, viene descritta una metodologia per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'organismo strutturale, basata su un modello di calcolo semplificato,

utilizzabile in alternativa alle verifiche di Livello 1, per la cui applicabilità si rimanda a quanto indicato nella descrizione del metodo stesso.

Più in generale, indipendentemente dal metodo di calcolo, 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 (>7m) negli edifici in muratura.

Da non sottovalutare, inoltre, nel giudizio complessivo sull'immobile, la vulnerabilità delle parti non strutturali, di cui il modello di calcolo riportato nell'Appendice D non tiene conto.

L'impiego di qualunque altro modello più o meno semplificato deve essere giustificato descrivendone le condizioni di applicabilità e verificandone il rispetto nel caso in esame.

Per quanto riguarda i risultati da ottenere dalla valutazione si farà riferimento a quanto previsto al punto b) *Interventi di adeguamento o miglioramento successivi a verifiche tecniche* dell'Allegato 2 alla OPCM 3362/2004, ossia:

la valutazione deve portare al calcolo delle seguenti quantità:

- *PGA_{Ds} accelerazione stimata di danno severo;*
- *PGA_{DL} accelerazione stimata di danno limitato (o lieve).*

che, sulla base dei seguenti dati di pericolosità:

- *PGA_{10%} accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in 50 anni;*
- *PGA_{50%} accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni;*

consenta il calcolo di due parametri, così definiti:

- $\alpha_u = PGADS / PGA_{10\%}$
- $\alpha_e = PGADL / PGA_{50\%}$

Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera: valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

3 FASE 3 - PREDISPOSIZIONE DEL RAPPORTO FINALE

Al termine delle attività descritte nei paragrafi precedenti, dovrà essere predisposto un Rapporto Finale che, oltre a sintetizzare i risultati delle elaborazioni numeriche finalizzate alla valutazione della vulnerabilità, avrà le caratteristiche di un fascicolo di fabbricato contenente una serie di informazioni utili alla descrizione dell'edificio nella situazione attuale, all'approfondimento delle indagini, alla esecuzione di valutazioni della sicurezza sismica più accurata, alla progettazione di un intervento di rafforzamento, ai sensi della normativa vigente, e al monitoraggio nel tempo dell'opera.

Nel rispetto degli obiettivi appena individuati il Rapporto Finale sull'esito delle indagini e delle valutazioni di vulnerabilità dovrà contenere almeno i seguenti elementi:

1) Descrizione dell'edificio.

2) Rilevo fotografico dell'edificio.

Dovrà comprendere: foto dei prospetti, di alcuni interni significativi, di eventuali quadri fessurativi, di zone degradate della struttura, dei saggi effettuati, ubicazione dei punti di ripresa.

3) Storia tecnico – amministrativa dell'edificio.

Accurata descrizione della storia tecnico-amministrativa dell'edificio (v. par. 1.1 e 1.2).

4) Caratteristiche dei materiali.

Vengono riportati i risultati delle prove, distruttive e non distruttive, eseguite sui materiali strutturali (calcestruzzo, acciaio, muratura, legno, etc.), descrivendo preliminarmente le modalità di prova e la strumentazione utilizzata. I punti di prelievo dei campioni, così come i punti di misura delle prove non distruttive, debbono essere localizzati in pianta ed in elevazione, in appositi elaborati grafici riportati in allegato.

5) Metodo di analisi.

6) Modello adottato.

Descrizione del modello adottato (modello tridimensionale o bidimensionale, modellazione degli orizzontamenti, rigidzze degli elementi considerate, caratteristiche dinamiche); indicazione e caratteristiche del software utilizzato.

7) Valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico.

Sintesi dei risultati di cui al paragrafo 2.6, attraverso l'indicazione dei seguenti parametri:

- $PGA_{10\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in 50 anni;
- $PGA_{50\%}$ accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni;
- PGA_{DS} accelerazione stimata di danno severo;
- PGA_{DL} accelerazione stimata di danno limitato.

Dovranno essere forniti, inoltre, due parametri indicativi del livello di rischio, così definiti:

- $\alpha_u = PGA_{DS} / PGA_{10\%}$
- $\alpha_e = PGA_{DL} / PGA_{50\%}$

8) Giudizio qualitativo sulla valutazione di vulnerabilità.

Dovrà, infine, essere riportato un giudizio qualitativo di sintesi derivante dall'analisi degli altri fattori che influiscono sulla valutazione di vulnerabilità, fattori che condizionano sia la vulnerabilità d'insieme che quella delle parti non strutturali, così da fornire un quadro più completo della vulnerabilità dell'opera.

A corredo del rapporto finale dovranno essere predisposti e forniti i seguenti allegati:

- ALLEGATO 1A. Copia cartacea (e, se possibile, su supporto digitale) dei documenti progettuali, esecutivi e di collaudo reperiti nel corso delle attività per la valutazione di vulnerabilità sismica previste ai paragrafi precedenti.
- ALLEGATO 1B. Elaborati grafici in formato cartaceo e digitale (dwg o dxf) realizzati nel corso dell'indagine, con documentazione fotografica ordinata e indicazione sulle piante dei punti di vista delle diverse fotografie. Apposite tavole con l'indicazione dei punti di sondaggio e delle prove eseguite nel corso delle indagini.
- ALLEGATO 1C. Scheda di sintesi della verifica sismica di "livello 1" o di "livello 2" per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico (Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale)

APPENDICE A - LE PRESCRIZIONI DELL'OPCM 3274 E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PER LE INDAGINI SUGLI EDIFICI IN C.A.

A.1 I DATI RICHIESTI

L'importanza dell'acquisizione dei dati della struttura esistente nel processo di valutazione emerge chiaramente già dal contenuto del punto 11.1 dell'Ordinanza in cui si segnala che gli edifici esistenti si differenziano significativamente da quelli di nuova progettazione per una serie di elementi, tra i quali:

- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenziabili;
- gli edifici possono essere stati soggetti a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti.

Pertanto la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, tipicamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione. La completezza e l'affidabilità delle informazioni disponibili richiedono sia l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza che di opportuni metodi di analisi e di verifica.

Inoltre, la norma indica che, nell'effettuare la valutazione, è necessario tener conto dell'esperienza derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici se disponibile.

La valutazione degli edifici in c.a. richiede che vengano acquisiti dati sui seguenti aspetti principali:

- identificazione dell'organismo strutturale ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- identificazione delle strutture di fondazione;

- informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali;
- informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, etc.);
- informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale;
- descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza ed eventuale rivalutazione dei carichi variabili;
- informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

Tali dati dovranno essere acquisiti principalmente dalle seguenti fonti di informazione:

- documenti di progetto;
- eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- rilievo strutturale;
- prove in-situ ed in laboratorio.

A.2 I LIVELLI DI CONOSCENZA

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza vengono definiti i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- *geometria*, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- *dettagli strutturali*, ossia la quantità e disposizione delle armature, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- *materiali*, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, come indicato in tabella A.1

Tabella A.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Nel caso si voglia acquisire un livello di conoscenza limitata (LC1) i tre aspetti su elencati vanno trattati nel modo seguente:

- *Geometria*: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni *originali*. In quest’ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l’effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.
- *Dettagli costruttivi*: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e devono venire ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell’epoca della costruzione. E’ richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.
- *Proprietà dei materiali*: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si *adotteranno* valori usuali della pratica costruttiva dell’epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

Nel caso si voglia acquisire un livello di conoscenza adeguata (LC2) i tre aspetti su elencati vanno trattati nel modo seguente:

- *Geometria*: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.
- *Dettagli costruttivi*: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso è richiesta una limitata verifica in-situ delle armature presenti negli elementi più importanti.
- *Proprietà dei materiali*: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, dovranno essere eseguite estese prove in-situ.

Nel caso si voglia acquisire un livello di conoscenza accurata (LC3) i tre aspetti su elencati vanno trattati nel modo seguente:

- *Geometria*: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.
- *Dettagli costruttivi*: i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è comunque richiesta una limitata verifica in-situ delle armature presenti negli elementi più importanti.
- *Proprietà dei materiali*: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, dovranno essere eseguite esaustive prove in-situ.

A.3 LA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

L'individuazione della geometria dell'edificio, ossia dell'organizzazione dello schema strutturale e delle dimensioni degli elementi strutturali, che consenta la messa a punto di un modello strutturale idoneo per la realizzazione di analisi numeriche (lineari o non lineari), può essere ricavata da:

- disegni originali di carpenteria;
- disegni costruttivi o esecutivi;
- rilievo visivo;
- rilievo completo.

I disegni originali di carpenteria descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

I disegni costruttivi o esecutivi descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. In aggiunta essi contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati.

Il rilievo visivo serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà eseguito un rilievo completo.

Il rilievo completo serve a produrre disegni completi di carpenteria nel caso in cui quelli originali siano mancanti o sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio dei disegni originali.

A.4 I DETTAGLI COSTRUTTIVI

La individuazione dei dettagli costruttivi necessari allo svolgimento di verifiche sugli elementi strutturali può essere ricavata mediante:

- progetto simulato;
- verifiche in-situ limitate;
- verifiche in-situ estese;
- verifiche in-situ esaustive.

Il progetto simulato serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale. Deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

Le verifiche in-situ *limitate* (Tab. A.2) servono per verificare la corrispondenza tra le armature effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 15% degli elementi strutturali primari per ciascuna tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...).

Le verifiche in-situ *estese* (Tab. A.2) servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 35% degli elementi strutturali primari per ciascuna tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...).

Le verifiche in-situ *esaustive* (Tab. A.2) servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 50% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...).

Le verifiche in-situ saranno effettuate su un'opportuna percentuale degli elementi strutturali primari per ciascuna tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...), come indicato nella tabella

A.2, privilegiando comunque gli elementi che svolgono un ruolo più critico nella struttura, quali generalmente i pilastri.

Tabella A.2 Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

A.5 LE PROPRIETÀ DEI MATERIALI

La valutazione delle proprietà dei materiali in-situ è basata su prove dirette, generalmente di tipo distruttivo.

La misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottiene mediante estrazione di campioni (carotaggio) ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.

La misura delle caratteristiche meccaniche delle barre d'acciaio si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova conformi a quanto richiesto, per le nuove costruzioni, nella normativa dell'epoca.

I metodi di prova non distruttivi, ammessi purché di documentata affidabilità, non possono essere impiegati in sostituzione dei metodi sopra descritti, ma in molti casi può essere opportuno che essi vengano impiegati insieme per ottenere una descrizione più completa dello stato dei materiali non ottenibile con l'uso di soli metodi distruttivi. A tal fine è possibile sostituire alcune prove distruttive con un più ampio numero di prove non distruttive di tipo combinato, i cui risultati vengano tarati sulla base di quelli ottenuti dalle prove distruttive.

Nel caso del calcestruzzo, si adotteranno metodi di prova che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza.

Analogamente a quanto visto per la individuazione dei dettagli costruttivi, anche la stima delle proprietà dei materiali in-situ può essere effettuata a diversi livelli di approfondimento in base al quadro di informazioni disponibili ed agli obiettivi.

Prove in-situ *limitate* (Tab. A.2) vanno effettuate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova.

Prove in-situ *estese* (Tab. A.2) vanno effettuate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

Prove in-situ *esaustive* (Tab. A.2) vanno effettuate per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

In riferimento alle percentuali di elementi da verificare in-situ ed al numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza, riportati nella tabella A.2, le norme prevedono che esse abbiano valore indicativo e debbano essere adattate ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

- a) nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale;
- b) le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe;

- c) ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive;
- d) il numero di provini riportato nella tabella A.2 potrà esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

APPENDICE B - LE PRESCRIZIONI DELL'OPCM 3274 E SUCCESSIVE MODIFICHE ED INTEGRAZIONI PER LE INDAGINI SUGLI EDIFICI IN MURATURA

B.1 DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

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

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

B.2 GEOMETRIA

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

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

B.3 DETTAGLI COSTRUTTIVI

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali, ...), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, ...).

Ai fini della conoscenza dei dettagli costruttivi, si distinguono tre modalità ed estensione delle verifiche in situ:

Verifiche *in-situ* limitate

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

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

Verifiche *in-situ* estese ed esaustive

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

B.4 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

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

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

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

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

Ai fini della conoscenza delle proprietà dei materiali, si distinguono:

Indagini in-situ *limitate*

Servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all’epoca della costruzione, e per individuare la tipologia corrispondente nella tabella B.2.

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

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

Indagini in-situ estese

Le indagini di cui al punto precedente devono essere effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato...), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) sono richieste per verificare la corrispondenza della muratura alle tipologie definite nella tabella B.2. E' richiesta una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, ...) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sull'edificio oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altri edifici presenti nella zona dell'edificio.

Indagini in-situ esaustive

Servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. Si richiede, in aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, di effettuare una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sull'edificio oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altri edifici presenti nella zona dell'edificio.

La Regione potrà, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

I risultati delle prove devono essere esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto, e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati.

L'uso dei risultati delle prove sarà utilizzato in combinazione con quanto riportato nella tabella B.2, secondo quanto descritto al punto B.5.

B.5 LIVELLI DI CONOSCENZA

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

Tabella B.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

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

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

LC1 - Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in tabella B.2 per la tipologia muraria in considerazione; moduli elastici: i minimi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2 – Resistenze: medie degli intervalli riportati in tabella B.2 per la tipologia muraria in considerazione; moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3 – caso a) Nel caso siano disponibili tre valori sperimentali di resistenza. Resistenze: media dei risultati delle prove; moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella tabella B.2 per la tipologia muraria in considerazione.

LC3 – caso b) Nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza. Se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella B.2 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà come resistenza il valore medio dell'intervallo, se è

maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assumerà quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà come valore medio il valore medio sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a.

LC3 – caso c) Nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza. Se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella tabella B.2 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assumerà come resistenza il valore medio dell'intervallo. Se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizzerà come valore medio il valore sperimentale. Per i moduli elastici vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a.

B.6 VALORI DI RIFERIMENTO DEI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE ESISTENTI

Nella Tabella B.2 sono indicati i valori di riferimento da adottarsi nelle analisi in funzione del livello di conoscenza acquisito.

Il riconoscimento della tipologia muraria deve essere condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi.

I valori indicati nella Tabella B.2 sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella B.2, applicando i coefficienti indicati nella Tabella B.3, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G);
- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;

- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella B.2 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

Tabella B.2 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max	Min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	60 90	2,0 3,2	690 1050	115 175	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	110 155	3,5 5,1	1020 1440	170 240	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	150 200	5,6 7,4	1500 1980	250 330	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	80 120	2,8 4,2	900 1260	150 210	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	300 400	7,8 9,8	2340 2820	390 470	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	180 280	6,0 9,2	1800 2400	300 400	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)	380 500	24 32	2800 3600	560 720	15
Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)	460 600	30,0 40,0	3400 4400	680 880	12
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2580 3300	430 550	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	2200 2800	440 560	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni	300 440	18,0 24,0	2700 3500	540 700	14

f_m = resistenza media a compressione della muratura

τ_0 = resistenza media a taglio della muratura

E = valore medio del modulo di elasticità normale

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale

w = peso specifico medio della muratura

Tabella B.3 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella B.2) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; presenza di ricorsi o listature; presenza sistematica di connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

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

In presenza di murature consolidate, o nel caso che si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella B.3, secondo le seguenti modalità:

- consolidamento con iniezioni di malta: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche (ciò è dovuto al fatto che il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta; in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidezza ottenibile è percentualmente inferiore);

- consolidamento con intonaco armato: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato realizza, tra le altre, anche questa funzione;
- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.
- I valori sopra indicati per le murature consolidate sono da considerarsi come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

APPENDICE C – INDAGINI E METODI PER LA STIMA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN-SITU

C.1 IL PROGRAMMA DELLE INDAGINI

Per stimare la resistenza del calcestruzzo su strutture esistenti possono essere adoperati metodi di indagine di tipo distruttivo (che implicano cioè asportazione localizzata di materiale) e non distruttivo. Tra i primi il più diffuso è il carotaggio, tra i secondi lo sclerometro, gli ultrasuoni ed il metodo combinato Sonreb.

Per quanto riguarda le indicazioni fornite all'OPCM 3274, Allegato 2, si riporta sinteticamente quanto previsto al punto 11.2.3.3:

- La misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.
- Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli distruttivi, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive.
- Vanno adottati metodi non distruttivi che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza del calcestruzzo.

Il programma di indagine deve prevedere il numero e l'ubicazione dei punti da esaminare (campionamento) ed il tipo di prove da effettuare [Masi, 1991].

Requisito fondamentale che dovrà avere il campionamento è la rappresentatività dello stato complessivo dell'edificio oggetto di indagine, cercando di riflettere al meglio le caratteristiche di variabilità della struttura. Quanto più la struttura è eterogenea, tanto più complesso è il lavoro necessario per pervenire ad una stima affidabile delle proprietà dei materiali da cui è costituita. Ciò significa che conviene prelevare pochi campioni ed effettuare poche misure laddove il materiale si presenta abbastanza omogeneo, in modo da riservare gli sforzi maggiori alle zone non omogenee.

I diversi tipi di indagine possono essere eseguiti in una sequenza temporale pianificata, a livello di affidabilità ed onerosità crescente, in modo che la precedente costituisca base di

riferimento del campionamento della successiva indagine più costosa ma anche più affidabile sul piano dei risultati, e quindi da effettuare in maniera più mirata.

Per esemplificare i concetti su esposti si pensi di operare avvalendosi di due metodologie di indagine come gli ultrasuoni ed i carotaggi, abbastanza diffuse nella pratica professionale. In tal caso è opportuno effettuare inizialmente le indagini ultrasoniche e, sulla base dei risultati ottenuti, impostare in maniera mirata la campagna di carotaggi. Infatti, le prove ultrasoniche non consentono di ottenere una stima attendibile delle caratteristiche meccaniche del conglomerato in termini assoluti, sono però abbastanza affidabili in termini relativi e cioè per definire ambiti omogenei. In questo modo, se sulla base delle prove ultrasoniche, si suddivide la struttura in campi omogenei si potranno indirizzare i carotaggi ai diversi campi rilevati evitando sovrapposizioni o preclusioni, ed i risultati diretti, mirati e limitati, ottenuti per ogni singolo campo, potranno essere ritenuti rappresentativi dell'intero campo e consentire la eventuale calibrazione delle misure ultrasoniche riferite a quell'ambito omogeneo.

Per quanto riguarda la scelta delle metodologie di indagine da adottare va detto che esistono diverse metodologie che consentono di acquisire informazioni qualitativamente identiche. Le considerazioni che conducono alla scelta di una specifica metodologia coinvolgono valutazioni sui costi, sui danni, sui tempi di esecuzione e sulla precisione connessa a ciascun tipo di prova in confronto con quella richiesta dall'indagine in corso. In tabella C.1 vengono evidenziate le caratteristiche principali dei metodi più diffusi per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo [Masi, 2005].

Tabella C.1 Caratteristiche di alcuni metodi di prova per la determinazione della resistenza del calcestruzzo.

PROVA	Costo	Rapidità	Danno str.	Rappresentatività	Affidabilità
Carotaggio	alto	bassa	moderato	moderata	buona
Sonde Windsor	medio	alta	minimo	superficiale	scarsa
Ultrasuoni	basso	alta	nullo	buona	moderata
Sclerometro	minimo	alta	nullo	superficiale	scarsa

Occorre segnalare che in tutte le prove non distruttive, ossia quelle per cui la misura della resistenza é indiretta, é necessario procedere ad una operazione di calibrazione, ossia a collegare il risultato della misura alla caratteristica oggetto dell'indagine. Purtroppo la calibrazione tende ad essere maggiormente complessa per metodi meno costosi e che producono i danni minori. Lo sclerometro e gli ultrasuoni infatti non producono alcun tipo di danno strutturale, sono economici e rapidi, ideali per stime di omogeneità e comparative, ma

la loro calibrazione in termini di stima della resistenza assoluta pone diversi problemi. Il carotaggio invece, che consente la migliore stima della resistenza della struttura in sito, causa i danni maggiori, è lento e costoso.

Il carotaggio va comunque ritenuto, nella maggior parte dei casi, essenziale per effettuare la calibrazione delle misure ottenute con le altre metodologie non distruttive o semidistruttive da utilizzare più estesamente nelle indagini.

Particolare attenzione va riservata alla scelta dei punti da cui estrarre le carote; si raccomanda di scegliere le zone meno sollecitate nell'ambito dell'elemento strutturale e di far precedere l'estrazione da accurate rilevazioni pacometriche tese ad individuare la posizione delle barre di armatura (almeno di quelle principali) in modo da poterle evitare.

C.2 IL CAROTAGGIO

Le norme prevedono che *“la misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottenga mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura”*. Infatti, la scarsa affidabilità dei metodi non distruttivi utilizzati singolarmente per giungere ad una definizione diretta della resistenza del conglomerato determina la necessità di effettuare sempre prove di tipo distruttivo i cui risultati possono essere utilizzati da soli o per calibrare i risultati ottenuti con i suddetti metodi indiretti non distruttivi.

Il carotaggio consiste nel prelievo di campioni cilindrici detti carote mediante carotatrici a corona diamantata. E' sicuramente il metodo distruttivo più diffuso, in quanto consente di determinare la resistenza del conglomerato in maniera analoga a quella adottata per i campioni standard. Infatti, è esplicitamente richiamato anche nell'allegato 2 al DM 9/1/96 che tratta i controlli sul conglomerato per le nuove costruzioni.

Il prelievo di carote da strutture in opera è regolato dalla norma UNI EN 12504 – 1 [UNI 2002] che indica, come criterio fondamentale da adottare nella esecuzione di tali prelievi, quello di ridurre al minimo il danneggiamento del campione nel corso delle operazioni di estrazione. In particolare, durante le operazioni di estrazione, la carotatrice va adeguatamente ancorata in modo che avanzando non subisca vibrazioni tali da rovinare il campione, che deve avere diametro costante ed asse rettilineo. Il diametro delle carote deve essere non minore di tre volte la dimensione massima dell'aggregato, mentre l'altezza deve essere possibilmente pari a due volte il diametro.

La resistenza misurata sulle carote risente di numerosi fattori che la differenziano da quella che si misurerebbe su un equivalente provino standard. Tali fattori sono in particolare:

1. diverse modalità di preparazione e stagionatura;
2. differente età di stagionatura tra carota e provino standard;
3. posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale (ad es. al piede o alla testa di un pilastro, parallelamente o ortogonalmente alla direzione di getto);
4. disturbo che inevitabilmente consegue alle operazioni di prelievo;
5. dimensioni delle carote (ad es. nel caso di microcarote o con H/D diverso da 2);
6. presenza di armature incluse.

Per quanto l'effetto di alcuni dei fattori su elencati (ad es. 4) e 6)) possa essere eliminato o ridotto conducendo in maniera accurata le operazioni di prelievo, essi tendono in generale a far sottostimare la resistenza rispetto a quella degli analoghi provini standard. Per correggere ciò si può fare ricorso a coefficienti correttivi opportunamente calibrati, di cui si dirà nei paragrafi successivi. Va sottolineato come un esame a parte meritino i fattori 1) e 2) in quanto per essi l'operazione di correlazione, che si presenta particolarmente problematica, potrebbe non essere necessaria.

Le carote possono essere utilizzate anche per valutare il modulo elastico del calcestruzzo acquisendo le deformazioni del campione durante le prove di compressione mediante trasduttori di spostamento o strain-gauges. In alternativa il modulo elastico, come pure altre proprietà meccaniche (es. la resistenza a trazione), possono essere valutati sulla base della resistenza a compressione utilizzando espressioni fornite in alcune normative (ad es. DM 9/1/96, Eurocodice 2).

C.3 I METODI NON DISTRUTTIVI

I metodi di prova non distruttivi più diffusi per la stima delle proprietà meccaniche del calcestruzzo sono il metodo sclerometrico, il metodo ultrasonico ed il metodo combinato Sonreb. Tali metodi sono supportati da una vasta e consolidata letteratura ed hanno trovato in molti paesi un riconoscimento ed inquadramento normativo.

C.3.1 Le prove sclerometriche

L'utilizzo dello sclerometro è regolamentato dalla norma UNI EN 12504 – 2 [UNI 2001]. Esso è molto diffuso nella pratica professionale corrente per cui è utile chiarirne i presupposti fisici e la scarsa affidabilità nella determinazione della resistenza.

Lo sclerometro è costituito da una massa battente d'acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione a contatto della superficie di prova. Il metodo consiste nel misurare l'altezza di rimbalzo della massa, dopo che questa è stata proiettata, con una data energia, contro la superficie da saggiare; mediante delle curve, in dotazione allo strumento o diversamente ottenute, l'indice sclerometrico, proporzionale all'altezza di rimbalzo, è correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo.

La norma UNI 9189 precisa che lo sclerometro può essere utilizzato per valutare la omogeneità del calcestruzzo in situ, per delimitare zone di calcestruzzo degradato o di scarsa qualità e per stimare le variazioni nel tempo delle proprietà del calcestruzzo, ma non può sostituire i metodi distruttivi nella determinazione della resistenza; tale determinazione può essere effettuata solo in presenza di una curva sperimentale di taratura.

Il risultato è legato alle condizioni del punto nel quale la prova viene eseguita, per cui la norma UNI prescrive che vengano effettuate almeno 9 misure, non sovrapposte, per ogni punto da esaminare, e che l'indice di rimbalzo venga individuato come media dei nove indici misurati. In ogni caso la prova coinvolge soltanto lo strato superficiale di calcestruzzo, per cui il risultato può non essere rappresentativo del calcestruzzo interno; ad esempio il fenomeno di carbonatazione che interessa nel tempo il solo strato superficiale aumentandone la rigidità, può portare a valori dell'indice di rimbalzo maggiori di quelli rappresentativi del calcestruzzo interno; per questa ragione la resistenza stimata su calcestruzzi con più di 90 giorni di stagionatura è in generale maggiore di quella effettiva.

C.3.2 Le prove ultrasoniche

La prova, regolamentata dalla norma UNI EN 12504 – 4 [UNI, 2005], consiste nel misurare il tempo impiegato da onde soniche di adeguata frequenza (40-120 KHz) ad attraversare un mezzo compreso tra due trasduttori collocati ad una data distanza, ricavandone la velocità di propagazione. Le letture possono essere effettuate in diversi modi legati alla posizione relativa dei due trasduttori, ma il modo più corretto per effettuare le letture, e quindi da utilizzare sempre laddove possibile, è quello per trasparenza, cioè con i due trasduttori disposti in contrapposizione su due superfici tra loro parallele.

Come per il metodo sclerometrico, esistono curve che correlano la velocità ultrasonica alla resistenza del conglomerato, ma anche in questo caso la utilizzazione diretta di tali correlazioni comporta una stima poco affidabile della resistenza.

Esiste una relazione teorica che lega la velocità di propagazione di onde longitudinali alle caratteristiche elastiche di un mezzo infinito, omogeneo, isotropo ed elastico:

$$V = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

in cui E è il modulo elastico dinamico in MPa, ν è il modulo di Poisson dinamico, ρ è la densità di massa in kg/m^3 , e V si ottiene in km/s .

D'altra parte il calcestruzzo non è ovviamente un mezzo omogeneo, isotropo ed elastico, cosicché le relazioni che legano la velocità di propagazione alle caratteristiche meccaniche del mezzo devono tener conto delle sue reali proprietà fisico-chimiche.

I fattori che maggiormente influenzano le misurazioni sono:

- rapporto acqua/cemento e dosaggio cemento: riducendo il rapporto A/C la velocità resterà pressochè costante mentre la resistenza potrà aumentare anche considerevolmente;
- età del conglomerato: la velocità, al contrario della resistenza, è inversamente proporzionale all'età di stagionatura, e ciò sembra vada addebitato alle microfessurazioni che si verificano (riduzione di velocità), mentre le reazioni di indurimento continuano nel tempo (aumento di resistenza);
- contenuto di umidità: all'aumentare del contenuto di umidità si registra un aumento della velocità fino al 5% ed una diminuzione del carico di rottura;
- stato di sollecitazione: la velocità ultrasonica non è influenzata dallo stato di sollecitazione, in cui si trova l'elemento in prova, fino a sforzi nel materiale pari a circa il 50% del carico di rottura; per livelli di sforzo più elevati si osserva una riduzione della velocità causata dalla formazione di microfessure;
- presenza di armature: le armature dovrebbero essere possibilmente evitate a causa dell'errore introdotto dal fatto che la velocità di trasmissione nell'acciaio è circa del 40% superiore alla velocità di trasmissione nel calcestruzzo; in un elemento in c.a. fortemente armato si può rilevare, quindi, una velocità ben maggiore di quella effettiva, specialmente se le barre sono disposte parallelamente alla direzione di

propagazione degli impulsi. L'influenza di armature di diametro inferiore a 10-12 mm appare essere trascurabile.

Le considerazioni sopra riportate confermano la difficoltà di correlare la velocità ultrasonica con la resistenza; è consigliabile non utilizzare le curve di correlazione fornite nei manuali d'uso dai costruttori delle strumentazioni, in quanto esse sono state ricavate per determinati tipi di calcestruzzo e quindi non hanno validità generale. Correlazioni ancora più complesse e/o meno affidabili si verificano in presenza di calcestruzzi degradati o comunque di bassa resistenza [Braga et al., 1992], situazione che, purtroppo, si incontra frequentemente negli interventi di rafforzamento. Il metodo ultrasonico si rivela invece molto affidabile nel valutare la omogeneità del conglomerato e rilevarne lo stato fessurativo.

C.3.3 Il metodo Sonreb

Per ridurre gli errori commessi con le due metodologie sopra descritte è stato sviluppato il metodo combinato SONREB, regolamentato dalla norma RILEM NDT 4 [RILEM, 1993]. Si è infatti notato che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica, e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce. L'uso combinato delle due prove consente quindi di compensare in parte gli errori commessi usando singolarmente le due metodologie.

L'applicazione del metodo Sonreb richiede la valutazione dei valori locali della velocità ultrasonica V e dell'indice di rimbalzo S , a partire dai quali è possibile ottenere la resistenza del calcestruzzo R_c mediante espressioni del tipo:

$$R_c = a V^b S^c \quad (C.1)$$

In bibliografia vengono fornite numerose espressioni del tipo (1), tra le altre:

- 1a) $R_{c,1} = 9.27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$
- 1b) $R_{c,2} = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85}$
- 1c) $R_{c,3} = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$

in cui R_c è la resistenza cubica a compressione in [N/mmq], S è l'indice sclerometrico e V è la velocità ultrasonica in [m/s].

Per quanto detto nei paragrafi precedenti sulla dipendenza dei valori di S e V dalle caratteristiche dello specifico calcestruzzo, appare evidente che le suddette espressioni non possono avere validità generale. Per quanto riguarda l'espressione 1a), in bibliografia non vengono fornite indicazioni sui limiti di applicabilità. Anche per l'espressione 1b) viene indicato che essa è stata tratta da prove su calcestruzzi di composizione usuale ma che non viene precisata, pertanto non se ne possono stabilire i limiti di applicabilità. Infine l'espressione 1c) viene utilizzata per stimare la classe di resistenza del calcestruzzo di travi in c.a.p. di un cavalcavia ferroviario, per cui è da ritenere che tale relazione sia stata messa a punto per calcestruzzi di alta resistenza.

In ogni caso le espressioni surriportate appaiono di dubbia affidabilità nella applicazione a calcestruzzi di qualità medio-bassa, situazione tipicamente riscontrata nelle strutture esistenti.

C.4 LA STIMA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN-SITU

La procedura di elaborazione da adottare per ottenere la resistenza del calcestruzzo in esame dipende dalle prove eseguite e dai dati disponibili [Masi, 2005].

Procedura basata soltanto sui carotaggi

Per convertire le N resistenze ottenute sulle carote $f_{car,i}$ nelle corrispondenti resistenze in-situ $f_{cis,i}$ può essere adottata la seguente relazione:

$$f_{cis,i} = (C_{h/D} * C_{dia} * C_a * C_d) f_{car,i} \quad (C.2)$$

dove:

$C_{h/d}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2, pari a $C_{h/d} = 2/(1.5 + D/h)$;

C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per D pari, rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm;

C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro (ϕ 10) a 1.13 per barre di diametro elevato (ϕ 20).

C_d è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione. Le norme americane FEMA 274 [FEMA, 1997] suggeriscono di assumere un valore costante pari a 1.06, mentre in letteratura si

propone di assumere il valore 1.10, in entrambi i casi per operazioni di prelievo condotte con estrema accuratezza. Tenendo però conto del fatto che il rimaneggiamento è tanto maggiore quanto minore è la qualità del calcestruzzo da carotare, appare più convincente assumere $C_d = 1.20$ per $f_{car} < 20$ MPa, e $C_d = 1.10$ per $f_{car} > 20$ MPa.

La resistenza da adottare nei calcoli f_{cd} è riferito al valore medio delle N resistenze in-situ $f_{cis,i}$:

$$f_{cm} = \left(\sum_1^N f_{cis,j} \right) / N$$

modificato in funzione dei valori del fattore di confidenza e del coefficiente di sicurezza parziale relativi al livello di conoscenza acquisito ed al tipo di verifica da effettuare.

Procedura basata su carotaggi ed indagini non distruttive

Se si dispone di dati ottenuti con indagini non distruttive, i risultati ottenuti dai carotaggi, effettuati negli stessi punti, possono essere utilizzati per calibrare tali dati. Si raccomanda in particolare di usare il metodo Sonreb e di ricavare l'espressione $R_C = a S^b V^c$, valida specificamente per il calcestruzzo in esame effettuando una regressione basata sui risultati delle prove sulle carote.

Nota la resistenza cilindrica a compressione delle carote f_{car} prelevate (rivalutata con l'espressione (C.2) e trasformando la resistenza cilindrica f_{cis} in resistenza cubica $R_c = 0.83 f_{cis}$), l'indice di rimbalzo S e la velocità ultrasonica V, ottenute dalle prove non distruttive effettuate prima dei carotaggi, è possibile determinare i coefficienti a, b e c delle curve Sonreb mediante una regressione non lineare, in modo da ottenere l'espressione valida specificamente per il caso in esame:

$$R_C = a S^b V^c$$

Applicando la su riportata relazione è possibile stimare le resistenze R_C anche nei punti in cui siano state effettuate solo prove non distruttive, in modo da determinare il valore medio della resistenza del calcestruzzo in esame utilizzando i risultati delle prove distruttive e non distruttive, dunque un campione più ampio e rappresentativo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Braga F., Dolce M., Masi A., Nigro D., [1992]. *Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive*, L'Industria Italiana del Cemento 3/92.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), [1997]. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 274, October 1997, Washington D.C.
- Masi A., [1991]. *Analisi della tecnica costruttiva e dei materiali*, in Manuale per la valutazione della sicurezza nei confronti del sisma e per l'adeguamento antisismico, Ordine degli Ingegneri della provincia di Potenza.
- Masi A., [2005]. *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive*, Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, n. 1, 2005.
- RILEM, [1993]. *NDT 4 Recommendations for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods*, Compendium of RILEM Technical Recommendations, E&FN Spon, London.
- UNI, [2002]. UNI EN 12504 – 1, *Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo, esame e prove di compressione*, aprile 2002.
- UNI, [2001]. UNI EN 12504 – 2, *Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Prove non distruttive – Determinazione indice sclerometrico*, dicembre 2001.
- UNI, [2005]. UNI EN 12504 – 4, *Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici*, gennaio 2005.

APPENDICE D – METODOLOGIA SEMPLIFICATA PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO

D.1 GENERALITÀ

La metodologia di elaborazione per la stima della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici descritta in questa appendice è stata sviluppata 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”.

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 danno limitato, ossia di danneggiamento lieve tale da non pregiudicare l'utilizzazione, ed alla condizione di collasso incipiente (danno severo). 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 danno limitato, e della resistenza sismica dell'organismo strutturale, ai fini della valutazione delle condizioni di danno severo.

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 [OPCM 2003, 2005] per la valutazione dei principali parametri di comportamento.

La procedura, resa 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. Generalmente, la stessa viene utilizzata per la valutazione della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame, prescindendo dall'adozione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza, e facendo riferimento direttamente ai valori stimati più probabili delle resistenze dei materiali. Tuttavia, la procedura da seguire è quella che prevede l'adozione di coefficienti di sicurezza sui materiali e fattori di confidenza al fine di mantenere la coerenza con la verifica di "livello 1" precedentemente menzionata.

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.

D.2 EDIFICI IN C.A.

D.2.1 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 [OPCM, 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 dalla 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 e 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 (vedi [OPCM, 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. 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.

D.2.2 Modelli di comportamento

D.2.2.1 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 [OPCM, 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 danno limitato, 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:

$$K_{pil,i,j} = c_{pil,i,j} \cdot \frac{E_j J_{pil,i,j}}{h_{pil,i,j}^3} \quad (D.1)$$

dove:

$E_j = 5700 \sqrt{R_c}$ (N/mm²) è il modulo elastico del calcestruzzo al piano j-esimo in esame [D.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 nell'ipotesi di calcestruzzo integro e la rigidezza complessiva del piano j-esimo, nella direzione in esame, viene valutata sommando le rigidezze di tutti i pilastri in tale direzione, ossia:

$$K_j = K_{pil,j} = \sum_i K_{pil,i,j} \quad (D.2)$$

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.

Ai fini del calcolo delle condizioni di danno limitato, viene determinata, piano per piano, la forza orizzontale che determina il raggiungimento di tali condizioni, definite in termini di spostamento relativo di piano diviso per l'altezza di interpiano, in accordo con [OPCM, 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 $m_{y,i,j}$ 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:

$$V_{flex.pil,i,j} = \frac{m_{y,i,j}}{\alpha_{pil,i,j} h_{pil,i,j}} \quad (D.3)$$

Il valore da assegnare ad $\alpha_{pil,i,j}$, nell'ipotesi di formazione di un 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:

$$V_{Rd3,pil,i,j} = V_{Rd1} + V_{wd} \quad (D.4)$$

dove:

$$V_{rd1} = (\tau_{Rd} \cdot K \cdot 1.2) \cdot b_w \cdot d \quad (D.5)$$

$$V_{wd} = (A_{sw} / s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{sy} \quad (D.6)$$

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:

$$V_{pil,j} = \sum_i V_{pil,i,j} \quad (D.7)$$

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

$$V_{pil,i,j} = \min (V_{flex,pil,i,j}, V_{Rd3,pil,i,j}) \quad (D.8)$$

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 finestrate 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.

D.2.2.2 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 forfettario della capacità dissipativa dell'edificio.

Ai fini della valutazione del periodo proprio della struttura e delle verifiche allo stato limite di danno limitato, 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 [D.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 [D.Min. LL.PP., 1997] ed assumendo un'ulteriore riduzione del 50% per tener conto di una condizione di danno incipiente:

$$K_{mur,i,j} = (E_m \cdot A / d) \cdot \cos^2\theta = 0,1 \cdot E_m \cdot t \cdot \cos^2\theta \quad (D.9)$$

dove:

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

A è l'area della sezione del puntone equivalente, pari a $0,1 \cdot s \cdot d$ [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 rigidità 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:

$$V_{tot,j} = \text{MAX}(V_{mur,j} + \beta \cdot V_{pil,j}, V_{pil,j}) \quad (\text{D.10})$$

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 [D.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:

$$H_{0,1} = \frac{\tau_u}{\phi} \cdot l \cdot t \quad \text{rottura per scorrimento orizzontale} \quad (\text{D.11})$$

$$H_{0,2} = \frac{f_{vk0}}{0,6 \cdot \phi} \cdot l \cdot t \quad \text{rottura lungo la diagonale} \quad (\text{D.12})$$

$$H_{0,3} = 0,8 \cdot \frac{f_k}{\phi} \cdot \cos^2 \theta \cdot \sqrt[4]{l \cdot h \cdot t^3 \cdot \frac{E_c}{E_m}} \quad \text{rottura per schiacciamento degli spigoli} \quad (\text{D.13})$$

i cui termini hanno i seguenti significati:

- h = altezza del pannello murario
- t = spessore del pannello murario
- l = lunghezza del pannello murario

$$\tau_u = f_{vk0} \cdot \sqrt{1 + \frac{(0,8 \cdot \frac{h}{l} - 0,2) \cdot H_0}{1,5 \cdot f_{vk0} \cdot l \cdot t}} \quad (\text{D.14})$$

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

f_k = resistenza a compressione della muratura

$\theta = \arctg(h/l)$, 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:

$$v_{i,j} = \min (H_{0,1}, H_{0,2}, H_{0,3}) \quad (D.15)$$

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

$$V_{mur,j} = \chi_{j,tamp} \cdot \sum_i v_{i,j,tamp} + \chi_{j,tram} \cdot \sum_i v_{i,j,tram} \quad (D.16)$$

dove $\chi_{j,tamp}$ e $\chi_{j,tram}$ sono due coefficienti riduttivi (≤ 1) globali, che, per la direzione in esame, tengono forfettariamente 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 forfettario 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 forfettaria, 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.

D.2.3 Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di danno limitato e danno severo

La vulnerabilità sismica dell'edificio viene valutata in termini di accelerazione di picco a terra che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionali considerati: il danno limitato e il danno severo. 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 correlata alla pericolosità sismica di base, cui si riferiscono normalmente le mappe di pericolosità a livello nazionale [SSN, 2001, INGV, 2004] e la classificazione sismica [OPCM 2003]. È, allora, immediato rapportare la vulnerabilità alla pericolosità sismica, giungendo ad una valutazione di rischio in termini di rapporto tra le intensità del terremoto che produce le condizioni prestazionali in esame e del terremoto di progetto, che la normativa sismica stabilisce come requisito minimo della progettazione. A questo riguardo occorre sottolineare la necessità di assumere coefficienti di sicurezza sui materiali pari a quelli di normativa. In questo modo, 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 (risultati confrontabili con verifiche di livello 1).

Il passaggio dalle resistenze di piano, o dalle forze di piano che producono gli spostamenti al limite di danno limitato, 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.

D.2.3.1 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 [OPCM, 2003,

2005], che definisce le forze di piano in relazione ad una prefissata forma semplificata lineare del primo modo di vibrare della struttura:

$$F_j = F_h (z_j W_j) / \Sigma (z_l W_l) \quad (D.17)$$

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:

$$V_{ag,j} = \sum_{l=j}^p F_l \quad (D.18)$$

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 danno severo oppure $V_{j,DL} \rightarrow$ raggiungimento dello spostamento interpiano d_r pari al limite di danno limitato $d_{r,DL}$) 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 danno limitato, si ha:

$$S_{D(OP),j} = \frac{V_{j,DANNO}}{V_{ag,j}} \quad (D.19)$$

Per la condizione di danno severo, 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 danno severo (nell'ipotesi di uguale rigidezza elastica tra le condizioni di danno limitato e di danno severo) come:

$$d_{r,COLL,j} = \frac{V_{j,COLL}}{V_{j,DANNO}} \cdot d_{r,OP} \quad (D.20)$$

e considerando il fattore amplificativo del taglio agente pari a:

$$\frac{1}{1 - \theta_j} \quad (D.21)$$

in cui

$$\theta_j = \frac{W_j \cdot d_{rCOLL,j}}{V_{j,COLL} \cdot h_j} \quad (D.22)$$

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

$$S_{D(COLL),j} = \frac{V_{j,COLL} \cdot h_j - W_j \cdot d_{rCOLL,j}}{V_{ag,j} \cdot h_j} \quad (D.23)$$

D.2.3.2 Accelerazioni al 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:

$$S_{Dj} = PGA_j \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} = a_{g,j} \cdot S \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,j} \quad (D.24)$$

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 due piani, 0,9 per edifici aventi solo due piani, 1 per edifici ad un piano, in analogia con quanto indicato anche in [OPCM, 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 [OPCM, 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:

$$\alpha_{DS} = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (D.25)$$

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 danno limitato 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 rigidità 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 danno limitato, il coefficiente di duttilità assume, in ogni caso, valore unitario.

D.2.3.3 Coefficiente di duttilità per la determinazione delle condizioni di danno severo

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:

$$\alpha_{DUT, pil\ i,j} = 1 \quad (D.26)$$

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

$$\alpha_{DUT, pil\ i,j} = 3 \cdot (0.2 + (1 - \sigma_c/f_c)^{1.2} / 1.11) \leq 3 \quad (D.27)$$

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:

$$\alpha_{DUT,j} = \sum_i \left(\alpha_{DUT, pil\ i,j} \cdot \frac{V_{pil\ i,j}}{V_j} \right) \cdot (p_{1,j} \cdot p_2 \cdot p_3) \geq 1 \quad (D.28)$$

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 soffice

$p_{1b,j}$ = 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. D.28, si ottiene pertanto:

$$\alpha_{DUT,j} = 1,5 \cdot p_{1,j} \cdot p_2 \cdot p_3 \geq 1 \quad (D.29)$$

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 [OPCM, 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:

$$R_j = (V_j/V_{ag,j})/(V_{j+1}/V_{ag,j+1}) \quad (D.30)$$

$p_{1b,j}$ vale:

$$p_{1b,j} = 0.6 + 0.4 R_i \geq 0.8 \quad \text{se } R_i < 1$$

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

Il coefficiente p_{1b} , pertanto, sarà pari a 1, se ai piani inferiori si hanno delle sovrarresistenze rispetto ai piani superiori, a 0,8 quando si hanno delle sovrarresistenze 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:

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

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

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

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 sui seguenti criteri di regolarità [OPCM, 2003, 2005]:

1. la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
2. il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
3. almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione;

4. tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
5. 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.

D.2.3.4 Determinazione del livello prestazionale che comporta un danno limitato

Lo stato limite di Danno Limitato è riferito alla condizione di danneggiamento non trascurabile delle parti non strutturali e/o di quelle strutturali ed è determinato 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:

$$V_{op,j} = K_j \cdot h_j \cdot d_{r,lim} \quad (D.31)$$

Considerando questo come valore massimo "resistente", è possibile, procedendo analogamente a quanto fatto per l'individuazione del limite di danno severo, 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:

$$\alpha_{DUT,j} = 1 \cdot (1 \cdot p_2 \cdot 1) = p_2 \quad (D.32)$$

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 del danno limitato.

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.

D.2.3.5 Accelerazioni al suolo

Noti i coefficienti di trasformazione, dall'inversione della (D.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 (danno severo e danno limitato).

$$PGA_j = S_{Dj} \cdot \alpha_{DUT,i} / \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} \quad (D.33)$$

$$a_{gj} = PGA_j / S \quad (D.34)$$

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.

D.3 EDIFICI IN MURATURA

D.3.1 Individuazione del o dei meccanismi di collasso possibili

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.

D.3.2 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, OPCM, 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 $\tau_{corr,i,j}$, per il maschio murario i -esimo del piano j -esimo, nella direzione parallela al piano medio del maschio murario:

$$V_{i,j} = A_{i,j} \cdot \tau_{corr,i,j} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0,i,j}}{1.5 \cdot \tau_{corr,i,j}}} \quad (D.37)$$

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 $\tau_{corr,i,j}$ 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:

$$V_j = \sum_i V_{i,j} \quad (D.38)$$

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

$$K_{i,j} = r \cdot \frac{G \cdot A}{\chi \cdot h_{\text{def}}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{G \cdot h_{\text{def}}^2}{\chi \cdot E \cdot b^2}} \quad (D.39)$$

in cui per tutte le grandezze in formula sono omissi, 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.

D.3.3 Vulnerabilità sismica e rischio di raggiungimento dei limiti di danno limitato e di danno severo

La vulnerabilità sismica dell'edificio viene valutata in termini di accelerazione di picco a terra che produce il raggiungimento dei due livelli prestazionali considerati: il danno limitato e il danno severo, 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 [OPCM, 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 la necessità dell'uso di coefficienti di sicurezza sui materiali pari a quelli di normativa. In questo modo infatti, 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 (livello 1).

Il passaggio dalle resistenze di piano, o dalle forze di piano che determinano il raggiungimento del limite di danno limitato, 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.

D.3.3.1 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 [OPCM, 2003, 2005], che definisce le forze di piano in relazione ad una prefissata forma semplificata del primo modo di vibrare della struttura:

$$F_j = F_h (z_j W_j) / \sum (z_l W_l) \quad (D.40)$$

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:

$$V_{ag,j} = \sum_{l=j}^p F_l \quad (D.41)$$

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 .

D.3.3.2 Accelerazioni al 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:

$$S_{Dj} = PGA_j \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,i} = a_{gj} \cdot S \cdot \alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DS} / \alpha_{DUT,i} \quad (D.42)$$

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 rigidità 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 danno limitato il coefficiente di duttilità assume, in ogni caso, valore unitario.

D.3.3.3 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:

$$\alpha_{DUT,j} = 2 \cdot p_{1,j} \cdot p_2 \cdot p_3 \geq 1 \quad (D.43)$$

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:

$p_2 = 1.00$	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 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 chiaramente indicato in precedenza. 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 subiscono comunque delle deformazioni inelastiche.

D.3.3.4 Determinazione del livello prestazionale di danno limitato

Come per gli edifici in c.a. il danno limitato è riferito alla condizione di danneggiamento non trascurabile delle parti non strutturali e/o di quelle strutturali. Per questo esso è determinato 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:

$$V_{op,j} = K_j \cdot h_j \cdot d_{r,lim} \quad (D.44)$$

Considerando questo come valore massimo "resistente", è possibile, procedendo analogamente a quanto fatto per l'individuazione del limite di danno severo, 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:

$$\alpha_{DUT,j} = 1 \cdot (1 \cdot p_2 \cdot 1) = p_2 \quad (D.45)$$

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 del limite di danno limitato.

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.

D.3.3.5 Accelerazioni al suolo

Noti i coefficienti di trasformazione, dall'inversione della (D.42) 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 (danno severo e danno limitato), per ciascuna direzione, secondo la procedura e le equazioni già illustrate per gli edifici in c.a..

D.4 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 affidabili 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 (>7m) 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.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- 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.
- Clough R.W., Penzien J., 1975, *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill.
- Dolce M., 1991. Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche". *L'Industria delle Costruzioni*, Dicembre 1991, Roma
- Dolce M., Moroni C., 2005 *La valutazione della vulnerabilità e del Rischio Sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (Vulnerabilità C.A.) e VM (Vulnerabilità Murature)*- Atti di Dipartimento del DiSGG; Università degli Studi della Basilicata
- Dipartimento della Protezione Civile, 2000 *Scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica (AeDES)*.
- 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.
- SSN – Servizio Sismico Nazionale, 2001. *Rischio Sismico 2001*, Roma.
- Turnsek V., Cacovic F., 1970. Some Experimental Results on the Strength of Brick Masonry Walls, 2nd International Brick Masonry Conference, Stock on Trent, 1970