

AURELIO GHERSI ● PIETRO LENZA

EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

Valutazione e mitigazione del rischio sismico

CHIARIMENTI TECNICI - SUGGERIMENTI OPERATIVI

ESEMPI APPLICATIVI - ESPERIENZE PROGETTUALI



Dario Flaccovio Editore

In ricordo dei nostri genitori

Aurelio Ghersi - Pietro Lenza

EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

Valutazione e mitigazione
del rischio sismico

Aurelio Ghersi - Pietro Lenza

EDIFICI ESISTENTI IN CEMENTO ARMATO

ISBN 9788857910352

© 2020 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it

www.webintesta.it

magazine.darioflaccovio.it

darioflaccovioeventi.it

Prima edizione: gennaio 2020

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

Indice

Premessa	13
Capitolo 1	
RISCHIO SISMICO DEGLI EDIFICI	17
1. Rischio sismico	17
1.1. Pericolosità sismica	18
1.2. Vulnerabilità sismica	23
1.3. Esposizione	25
1.4. Valutazione del rischio sismico	26
2. Classi di rischio sismico	27
3. Rischio sismico per nuovi edifici e per edifici esistenti	31
3.1. Rischio sismico per le nuove costruzioni	31
3.2. Rischio sismico per le costruzioni esistenti	32
4. Situazioni in cui occorre esaminare costruzioni esistenti	34
4.1. Valutazione della sicurezza in condizioni non sismiche	34
4.2. Valutazione dell'agibilità con sisma in atto	35
4.3. Valutazione del rischio sismico di grandi quantità di edifici	38
4.4. Valutazione della vulnerabilità sismica di un singolo edificio	38
4.5. Definizione della classe di rischio di un edificio	40
4.6. Interventi di miglioramento o adeguamento sismico	40
5. Valutazione della risposta sismica di un edificio esistente	41
5.1. Conoscenza della struttura	42
5.2. Modellazione e incertezze	43
5.3. Tipo di analisi	44
5.4. Interventi	47
6. Normativa di riferimento	47
Appendice 1. Distribuzioni normali e lognormali	49
Appendice 2. Simbologia	51
Capitolo 2	
EVOLUZIONE DELLA CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO IN C.A.	53
1. La "nascita" dell'edificio intelaiato in cemento armato	53
2. La teoria del cemento armato e la teoria delle strutture dagli inizi del '900	55
3. La concezione strutturale dell'edificio in c.a. non sismico.	56
4. Tipologia e criteri di dimensionamento degli elementi strutturali	57
5. La impostazione della carpenteria	60

6. Elementi di gerarchia delle resistenze nell'edificio pre-sismico	62
Appendice. Progetto simulato di un edificio	64

Capitolo 3

EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA TECNICA	75
1. Evoluzione della normativa tecnica nel XX secolo	75
2. Normativa precedente al 1971	76
2.1. Decreto Ministeriale 10 gennaio 1907	76
2.2. Decreto Presidenziale 15 maggio 1925	78
2.3. Regio Decreto-Legge 4 settembre 1927	79
2.4. Regio Decreto-Legge 7 giugno 1928	81
2.5. Regio Decreto-Legge 4 aprile 1929	81
2.6. Regio Decreto-Legge 18 luglio 1930	82
2.7. Regio Decreto-Legge 23 maggio 1932	82
2.8. Regio Decreto-Legge 29 luglio 1933	82
2.9. Circolare del Ministero LL.PP. 17 maggio 1937, n.2202	83
2.10. Regio Decreto 16 novembre 1939	83
2.11. Circolari dal 1948 al 1954	86
2.12. Circolare del Ministero LL.PP. 23 maggio 1957, n.1472	86
2.13. Circolare del Ministero LL.PP. 17 maggio 1965 n.1547	87
3. Normativa successiva al 1971	87
3.1. D.M. 30 maggio 1972 n. 9161	88
3.2. D.M. 30 maggio 1974	90
3.3. D.M. 16 giugno 1976	91
3.4. D.M. 26 marzo 1980	91
3.5. Decreto Ministeriale del 1 aprile 1983 e del 27 luglio 1985	92
3.6. Decreto Ministeriale del 14 febbraio 1992	92
4. Considerazioni finali sulla evoluzione normativa	92
Appendice. Tabelle riepilogative dell'evoluzione delle indicazioni normative	94

Capitolo 4

LA "CONOSCENZA" DEGLI EDIFICI ESISTENTI	99
1. Come conseguire la conoscenza	99
1.1. Recupero di informazioni e documentazione	99
1.2. Esame visivo e rilievo	101
1.3. Indagini	102
2. Il livello di conoscenza	103
3. Indagini	106
4. Indagini sui dettagli costruttivi	106
5. Indagini sul calcestruzzo	108
5.1. Carotaggio e prove su carote	109
5.2. Prove di estrazione (pull-out)	112
5.3. Prove di penetrazione (sonda di Windsor)	114
5.4. Determinazione dell'indice di rimbalzo (sclerometro)	114
5.5. Prove ultrasoniche	115
5.6. Metodo SonReb	116
5.7. Prove chimiche	117
6. Indagini sull'acciaio	118
Appendice. Esempio di indagine	120

Indice

Capitolo 5	129
COMPORTAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE (ESISTENTI) IN C.A.....	129
1. Premessa	129
2. Differenze tra strutture antisismiche di nuova progettazione e strutture esi- stenti.....	129
3. Criticità del comportamento sismico degli edifici esistenti.....	130
4. Dettagli e difetti costruttivi ricorrenti	132
5. Degrado dovuto alla vetustà del calcestruzzo e dell'acciaio	138
5.1. Diminuzione della resistenza meccanica del calcestruzzo nel tempo.....	139
5.2. Corrosione delle armature.....	141
6. Esame qualitativo dell'edificio.....	142
Appendice – Esempi di esame qualitativo dell'edificio	144
A1. Edificio multipiano degli anni '70	144
A2. Scuola materna degli anni '60, ubicata a Pedara (CT).....	146
A3. Edificio degli anni '70, ubicato a Militello in Val di Catania (CT).....	149
A4. Edificio scolastico degli anni '80, ubicato ad Augusta (SR).....	154
A5. Edificio progettato secondo la normativa sismica del 1996.	156
A6. Edificio progettato secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.....	158
 Capitolo 6	
MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	159
1. Il collasso di un edificio.....	159
2. Caratterizzazione meccanica del materiale	162
2.1. La resistenza	162
2.2. Influenza del confinamento per il calcestruzzo	168
2.3. Il legame costitutivo.....	172
3. Resistenza delle sezioni e dei nodi	175
3.1. Resistenza a flessione	175
3.2. Resistenza a taglio	176
3.3. Resistenza dei nodi	179
4. Comportamento di una sezione	183
5. Comportamento di un'asta	186
6. Modellazione delle aste di un telaio	189
6.1. Plasticità diffusa e plasticità concentrata	189
6.2. Rigidezza equivalente.....	192
6.3. Influenza dei tratti nodali rigidi	193
7. Capacità di deformazione di sezioni ed aste	196
7.1. Rotazione alla corda.....	196
7.2. Suggerimenti operativi.....	202
8. Modellazione delle tamponature	208
Appendice: il programma RC_NL	212
 Capitolo 7	
ANALISI LINEARE	215
1. Considerazioni preliminari	215
2. Analisi lineare con spettro ridotto di q	218
2.1. Problematiche specifiche per edifici esistenti.....	218
2.2. Modalità di svolgimento dell'analisi	220
2.3. Possibile approccio semplificato	221
3. Analisi lineare con spettro di risposta elastico	225

3.1.	Significato e possibilità d'uso di questa analisi	225
3.2.	Modalità di svolgimento dell'analisi	226
4.	Analisi lineare come prefigurazione di quella non lineare.....	228
5.	Relazione tra accelerazione spettrale e periodo di ritorno	230
Appendice. Applicazione dell'analisi lineare		232
A1.	Verifica allo SLU per carichi verticali	232
A2.	Verifica allo stato limite di danno SLD.....	235
A3.	Analisi lineare con fattore di comportamento q	239
A4.	Analisi lineare con spettro elastico, per verifica in termini di spostamento.....	244
A5.	Prefigurazione del comportamento non lineare.....	247
Capitolo 8		
ANALISI NON LINEARE.....		249
1.	Non linearità geometrica e meccanica	249
1.1.	Non linearità geometrica	249
1.2.	Non linearità meccanica	252
2.	Analisi dinamica e analisi statica	254
3.	Analisi dinamica non lineare.....	255
3.1.	Valutare la risposta ad un singolo accelerogramma	255
3.2.	Valutare la risposta a partire dai dati sismici del sito.....	256
3.3.	Analisi dinamica incrementale.....	257
3.4.	Brevi considerazioni finali sulla ADNL.....	258
4.	Dall'analisi dinamica all'analisi statica	259
5.	Analisi statica non lineare.....	261
5.1.	Analisi pushover	261
5.2.	Accelerazione corrispondente ad un qualsiasi punto della curva di pushover	265
5.3.	Esame dei risultati dell'analisi non lineare	276
6.	Regole applicative dell'analisi non lineare, secondo la normativa	276
6.1.	Considerazioni generali	276
6.2.	Perché e quando usare l'analisi statica non lineare?	277
6.3.	Quante e quali distribuzioni di forze utilizzare?	278
6.4.	Cosa fare nel caso di edifici non regolari?.....	279
6.5.	Come tener conto dell'eccentricità accidentale?	281
6.6.	Come tener conto delle due componenti orizzontali dell'azione sismica?.....	282
7.	Esempi numerici	283
7.1.	Telaio piano.....	284
7.2.	Telaio spaziale.....	289
Appendice 1. Il programma Tel, versione non lineare		296
Appendice 2. Applicazioni dell'analisi non lineare - edificio di esempio		297
A1.	Distribuzioni di forze	298
A2.	Analisi non lineare per i telai in direzione x	298
A3.	Analisi non lineare per i telai in direzione y	305
Capitolo 9		
PROSPETTIVE EVOLUTIVE DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE		311
1.	Evoluzione dell'analisi statica non lineare	311
2.	Il metodo N1.....	313
3.	Il metodo AN1 (Advanced N1 method)	316

Indice

4. Esempi numerici di applicazione del metodo AN1	321
4.1. Telaio piano.....	321
4.2. Telaio spaziale.....	325
5. Qualche riflessione sui risultati ottenuti con metodi tradizionali ed innovativi	328
6. Una valutazione speditiva della capacità sismica nello spirito della ASNL	330
7. Il metodo D-DAP (over-Damped Displacement Adaptive Procedure)	337
Appendice. Applicazione di analisi adattiva all'edificio di esempio	342
A1. Analisi non lineare adattiva per i telai in direzione x.....	342
A2. Analisi non lineare adattiva per i telai in direzione y.....	345
A3. Considerazioni finali.....	348

Capitolo 10

IL DILEMMA DELL'INGEGNERE: SEMPLIFICARE LA MODELLAZIONE O INSEGUIRE QUELLA "PERFETTA"?	351
1. Premessa	351
2. La valutazione "manuale" (?) della capacità sismica dell'edificio.....	352
2.1. Lavoro preparatorio	354
2.2. Determinazione delle sollecitazioni resistenti nei pilastri e nelle travi.....	354
2.3. Riconoscimento di elementi di gerarchia delle resistenze.....	356
2.4. Spettro elastico, periodo principale e forze statiche equivalenti	357
2.5. Analisi lineare con spettro di progetto.....	358
2.6. Analisi lineare "adattiva" con spettro elastico e di progetto	360
2.7. Analisi non lineare.....	362
2.8. Analisi della struttura rinforzata con pareti a mensola	363
2.9. Valutazione della sicurezza in termini deformativi nei confronti dello SLD e dello SLV	363
3. Il ruolo delle incertezze nella valutazione della vulnerabilità di un edificio esi- stente.....	364
3.1. Il modello della struttura	365
3.2. Tipo di analisi e sue modalità operative	370
3.3. Parametri utilizzati	371
3.4. Tante scelte, altrettante incertezze	372

Capitolo 11

INTERVENTI SULLE STRUTTURE ESISTENTI.....	379
1. Tipi di intervento	379
1.1. Interventi di riparazione o locali.....	380
1.2. Interventi di miglioramento	381
1.3. Interventi di adeguamento.....	382
1.4. Interventi di miglioramento della classe di rischio sismico	383
2. Dall'analisi dello stato di fatto al progetto dell'intervento.....	384
3. Tipi di intervento e verifica post intervento	386
3.1. Rinforzare in maniera diffusa gli elementi preesistenti	386
3.2. Affidare le azioni sismiche ad un nuovo sistema strutturale	387
3.3. Ridurre l'input sismico o aumentare la dissipazione	387
3.4. Verifica post intervento	390
4. Tecniche di intervento	391
4.1. Materiali con cui intervenire su singoli elementi.....	391
4.2. Interventi sui solai.....	393
4.3. Interventi sulle travi.....	394

4.4. Interventi sui pilastri	394
4.5. Interventi sui nodi	394
4.6. Interventi sulle scale	395
4.7. Interventi sulle fondazioni	398
Capitolo 12	
IL MIGLIORAMENTO DEGLI EDIFICI MEDIANTE OPERE “ESTERNE”	401
1. Introduzione	401
2. Principi fisici dell'intervento.	402
3. Le pareti in c.a. nelle strutture intelaiate	404
4. I principi fisici ed i metodi di analisi per la valutazione della capacità sismica.....	407
5. Un primo esempio numerico con il modello semplificato	409
6. Una modellazione più complessa	413
7. Aspetti compositivi.....	419
8. Il collegamento agli impalcati esistenti	422
9. Le nuove fondazioni.	424
Capitolo 13	
INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO PER EDIFICI IN CEMENTO	
ARMATO	425
1. Introduzione	425
2. Interventi ante e post sisma (prevenzione o riparazione).....	430
3. Le indagini in situ.....	432
4. Interventi di miglioramento sismico.	436
4.1. Edificio con struttura in c.a. - miglioramento sismico ante-sisma con es-	
scheletro	436
4.2. Edificio a struttura mista - miglioramento sismico e sopraelevazione.....	450
4.3. Edificio con struttura prefabbricata - miglioramento post evento sismico	461
5. Conclusioni	474

Premessa

Sono trascorsi parecchi anni dalla prima edizione del libro “Edifici antisismici in cemento armato” che vide la luce nel lontano 2009 ed era dedicato esclusivamente alla progettazione degli edifici. Anche la seconda edizione nel 2017 si limitava ad aggiornamenti sul tema, e si riferiva quindi sempre e soltanto alle nuove costruzioni. In realtà fin dalla prima edizione ci siamo posti il problema degli edifici esistenti, che costituiscono una grossa porzione dell’edificato e sono in buona parte realizzati senza alcun criterio o cautela antisismica. Inizialmente pensavamo che si potesse integrare il testo con uno o più capitoli sull’argomento, ma ci siamo resi conto quasi subito che il tema richiedeva la scrittura di un libro autonomo, che avesse un carattere scientifico/divulgativo utile ad orientare e guidare i tecnici del settore.

Fin dall’inizio del lavoro (risalgono al 2012 le prime bozze di alcuni capitoli) abbiamo constatato quanto fosse difficile l’argomento e questo spiega il tempo trascorso per il completamento di questo libro. Anzi il termine “completamento” è sicuramente inopportuno perché sono molte le incertezze e gli interrogativi che rimangono aperti su un tema come questo, in continua evoluzione. Ma come ingegneri abbiamo deciso di fornire le risposte possibili “qui ed ora”, senza attendere prudenzialmente che i tanti dubbi venissero superati attraverso la ricerca scientifica e l’esperienza.

L’ingegnere che cerca oggi nella normativa (sia italiana che europea) una guida per operare si rende conto della frammentarietà con cui è trattato il tema e delle lacune e contraddizioni che si riscontrano, che generano nel lettore dubbi ed incertezze. Per tale motivo in questo libro, più che nel precedente, si fa riferimento, oltre che alle normative nazionali ed estere, anche alla letteratura scientifica ancora in corso, pur se consapevoli che non si trova in essa unicità di vedute. Sono state preziose le discussioni e le esperienze fornite da colleghi impegnati sul campo, in particolare per quanto riguarda gli aspetti tecnologici. Una importante fonte di conoscenza è sicuramente anche l’osservazione degli effetti degli eventi sismici che purtroppo non sono mancati negli ultimi decenni in Italia. Gli scenari di danno e le modalità di collasso che sapremo prevedere con le

modellazioni e relative analisi teoriche dovranno sempre confrontarsi con ciò che abbiamo “visto” sul territorio.

Il tema degli edifici esistenti (qui limitati peraltro alla tipologia degli edifici intelaiati in c.a.) è veramente arduo sotto tutti gli aspetti, specialmente se visto nell’ottica della analisi sismica. Citando solo alcuni degli aspetti principali:

- c’è da consolidare una filosofia della “conoscenza” dell’edificio realizzato in tempi lontani ed in contesti culturali e normativi diversi;
- ci sono problemi di modellazione strutturale e di analisi computazionale più impegnativi rispetto alle nuove costruzioni;
- ci sono aspetti tecnologici relativi all’impiego di materiali strutturali anche innovativi in simbiosi con quelli tradizionali;
- ci sono problemi di valutazione economica circa la convenienza tra adeguamento o ricostruzione di non facile soluzione.

In definitiva nel campo degli edifici esistenti l’impegno professionale è gravato da maggiore responsabilità e preoccupazione rispetto a quello delle nuove costruzioni, perché nello studio dell’esistente manca quella prassi consolidata ben chiara nella progettazione del nuovo, definita dalle norme ma ancor più dai criteri di buona progettazione, che è utile guida e fornisce sostegno anche psicologico al progettista.

Il testo cerca di affrontare tutti gli aspetti, che vanno dalla comprensione del comportamento sismico alle scelte sugli interventi, anche se le conoscenze degli autori privilegiano gli aspetti di modellazione ed analisi propri della Tecnica delle costruzioni.

Il capitolo 1 è dedicato al “rischio sismico” che è sicuramente il punto di partenza dello studio dell’argomento, tema di immediata intuizione ma di più complessa definizione quantitativa.

I capitoli 2 e 3 trattano l’evoluzione storica della concezione strutturale dell’edificio e della normativa tecnica, con concetti ed informazioni importanti per chi deve affrontare un edificio, specie se realizzato in un’epoca lontana della quale non si hanno esperienze dirette.

Il capitolo 4 affronta il tema della conoscenza dell’edificio esistente, che può essere conseguita sia con misurazioni dirette sia simulandone la progettazione con i criteri e le prescrizioni normative dell’epoca di costruzione.

Il capitolo 5 tratta il comportamento sismico di edifici esistenti, evidenziandone le criticità anche alla luce dei danneggiamenti osservati dopo i terremoti ed invitando il lettore ad una comprensione “fisica” delle possibili debolezze della costruzione.

Il capitolo 6 è dedicato ai vari aspetti della modellazione del materiale, della sezione, della singola asta e del complesso strutturale, essenziali per affrontare una valutazione numerica del comportamento ultimo della struttura sotto sisma.

Il capitolo 7 tratta dell'analisi lineare, approccio che oggi si tende a trascurare nell'analisi degli edifici esistenti, ma che può essere invece uno strumento fondamentale per cominciare a cogliere il comportamento sotto sisma anche oltre i limiti della linearità.

Il capitolo 8 presenta l'analisi non lineare, ed in particolare quella statica non lineare, che oggi è probabilmente diventato lo strumento computazionale standard, ma viene spesso usato senza comprenderlo a fondo e senza sfruttarne realmente le potenzialità. Si è inquadrato questo metodo nello sviluppo storico della sua codificazione, anche per evidenziare la varietà di procedure (e inevitabilmente di risultati) che si racchiudono sotto questo nome.

I capitoli 9 e 10 sono dedicati a possibili sviluppi adattivi e multimodali dell'analisi statica non lineare e ad approfondimenti del tema, che spaziano dal calcolo sommario manuale a modellazioni complesse.

Il capitolo 11 offre una classificazione delle tipologie di intervento (miglioramento, adeguamento) ed una sia pur sommaria rassegna delle possibili tecniche di intervento strutturale sugli edifici.

Il capitolo 12 approfondisce, sia sotto l'aspetto della modellazione che analitico, l'intervento ottenuto mediante opere esterne al fabbricato (costituite, in particolare, da pareti in c.a.).

Il capitolo 13, firmato da Antonio Perretti, presenta alcuni interventi da lui realizzati, anche questi principalmente mediante opere esterne, ed offre interessanti spunti sull'attività di chi concretamente opera sul campo.

Quasi tutti i capitoli contengono un'appendice che fornisce informazioni integrative e soprattutto espone in maniera progressiva l'applicazione ad un ipotetico edificio campione, che si immagina realizzato negli anni '70, dei concetti espressi nel testo. Per gli acquirenti del libro è disponibile, presso il sito della Flaccovio, ampio materiale selezionato nella stesura del libro. Esso comprende sia normative presenti e passate che articoli scientifici sul tema e riporta in dettaglio tutte le elaborazioni numeriche sviluppate dagli autori per l'esempio numerico riportato in appendice.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare i numerosi colleghi, anche molto giovani, che hanno dato un contributo alla realizzazione del libro. Antonio Perretti ha curato autonomamente il capitolo 13, portando la sua esperienza di progettista strutturale. Marcello Pellecchia si è dedicato subito dopo la laurea allo sviluppo del metodo adattivo AN1 pubblicandone insieme agli autori i risultati, che vengono ampiamente richiamati nel libro; ha inoltre fornito un utile supporto sui temi dell'evoluzione storica della normativa tecnica e dell'analisi statica non lineare, trattati rispettivamente nei capitoli 3 ed 8. Francesca Barbagallo ha contribuito al capitolo 9 con indicazioni sul metodo D-DAP, da lei sviluppato nella tesi di dottorato, che costituisce un possibile avanzamento dei metodi adattivi. Edoardo

Marino ha contribuito al capitolo 11 con la descrizione dell'uso di smorzatori come intervento sugli edifici esistenti. Importanti stimoli sono venuti anche da Andrea Basile e Luca d'Izzia, che hanno fornito un grande supporto sul tema delle prove sui materiali trattato nel capitolo 4, e da tutto il gruppo catanese (che comprende anche Pier Paolo Rossi, Melina Bosco e Andrea Floridia) con discussioni su vari temi trattati nel libro ed osservazioni sulle bozze di alcuni capitoli. Un ringraziamento finale da Aurelio a Lia per la sua consueta amorevole pazienza, manifestata anche quando lui, concentrato nello scrivere la versione finale di questa premessa, non ha sentito l'ultima chiamata e ha perso il volo che lo riportava da lei.

Capitolo 1

RISCHIO SISMICO DEGLI EDIFICI

1. Rischio sismico

Il concetto di *rischio sismico* costituisce il punto di partenza obbligato per questo libro. Si tratta di un concetto di facile intuizione ma che, nel momento che si provi a “misurarlo”, richiede una teorizzazione non semplice perché basata sul calcolo probabilistico, materia non familiare ai tecnici, specialmente se non giovanissimi. Ciò rende le prime pagine di questo libro di non immediata lettura, specialmente considerando l’approccio divulgativo e semplificativo adottato dagli autori nei loro libri e che il lettore si attende qui di ritrovare. Tale approccio, si rassicura, riemergerà comunque dopo poche pagine. È opportuno però precisare che la trattazione del tema degli edifici esistenti in c.a. richiede la conoscenza dei principi base di ingegneria sismica che sono stati già trattati nel libro dedicato alle nuove costruzioni (Edifici antisismici in cemento armato) e che sarebbe troppo dispersivo trattare qui di nuovo. Per questo motivo il lettore troverà richiamati concetti e terminologie che si considereranno già noti.

Per affrontare concretamente il problema del rischio sismico degli edifici, sia di nuova progettazione che già realizzati, non basta una generica idea di cosa esso sia ma occorre attenersi ad una definizione ben precisa. Con tale termine si intende infatti la relazione tra il verificarsi di un evento sismico e le perdite socio-economiche di un sistema funzionale che viene preso in esame, che nel nostro caso è un edificio in cemento armato. Il rischio sismico è determinato dalla contemporanea presenza di tre contributi:

- *pericolosità sismica*, che è una misura della potenzialità distruttiva del terremoto atteso in una data area;
- *vulnerabilità sismica*, che è una misura della propensione al danneggiamento strutturale per assegnati valori dell’accelerazione sismica, a prescindere dal sito;
- *esposizione*, che è una misura della perdita (economica, di vite umane, ecc.) associata ad un livello di danno.

1.1. Pericolosità sismica

In un passato non troppo lontano si giudicava la pericolosità sismica di una zona basandosi sugli eventi noti che l'avevano colpita. La classificazione veniva quindi aggiornata man mano che si verificavano nuovi terremoti di forte intensità. Studi approfonditi che permettessero di classificare la pericolosità sismica di una zona in base alle sue caratteristiche geomorfologiche, anche prima che il temuto evento accadesse, sono iniziati in Italia solo dopo il terremoto del Friuli del 1976, col Progetto Finalizzato Geodinamica (PFG). Partendo dallo studio geologico e dall'individuazione delle faglie si sono potute determinare la magnitudo e la ricorrenza degli eventi sismici in ciascuna zona. Studiando poi l'attenuazione delle onde sismiche con la distanza dall'epicentro si è determinato, per oltre diecimila siti, il valore dell'accelerazione che ciascuno degli eventi potrebbe produrre. Magnitudo, distanza dall'epicentro ed accelerazione al bedrock¹ sono quindi parametri disponibili per ciascun sito. Si è infine effettuata una analisi della risposta di oscillatori semplici a tali eventi, individuando le ordinate di spettri di risposta elastica per vari periodi propri dell'oscillatore. I risultati di una analisi probabilistica di tutti questi valori possono essere liberamente scaricati dal sito dell'Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia (INGV).

I valori di accelerazione ottenuti sono stati trattati assumendo che un evento sismico di intensità (accelerazione al suolo) pari o superiore ad un generico valore $a_{g,i}$ possa avvenire in maniera casuale in un qualsiasi istante e quindi che l'occorrenza di un tale evento in un determinato intervallo di tempo sia indipendente da quanto si ha in un qualsiasi altro intervallo. Una distribuzione di eventi che rispetta questa assunzione è detta distribuzione di Poisson. Indicando con $\lambda_{s,i}$ la *frequenza media annua di occorrenza*² dell'evento, costante nel tempo, la probabilità che un tale evento avvenga in un intervallo Δt è proporzionale all'ampiezza dell'intervallo e può essere espressa con $\lambda_{s,i} \Delta t$. Se si indica con $T_{R,i}$ l'intervallo di tempo con cui mediamente si ripete l'evento, detto *periodo di ritorno*, si ha quindi

$$\lambda_{s,i} = \frac{1}{T_{R,i}} \quad (1)$$

Per una distribuzione di Poisson, la probabilità P di avere x eventi in un intervallo di tempo Δt , indicata con $P(X_j = x)$, è data da

$$P(X_j = x) = \frac{(\lambda_s \Delta t)^x}{x!} e^{-\lambda_s \Delta t} \quad (2)$$

¹ La massima accelerazione che si registra su terreni rocciosi (*bedrock*) è denominata accelerazione di picco, o con termine inglese *Peak Ground Acceleration*, ed indicata col simbolo PGA oppure con a_g . Nel presente testo si è usato questo secondo termine, per coerenza con le Norme Tecniche per le Costruzioni.

² In alcuni testi è usato il termine *possibilità media di occorrenza*.

Tab. 1. Probabilità di superamento e valori di a_g tratti dal sito INGV

$P(V_R=50 \text{ anni})$	T_R	$\lambda_s = 1 / T_R$	$P_{VR} = 10\% \text{ per } V_R=50 \text{ anni}$					
81%	30	0.033215	id	Lon	Lat	$a_{g,16\%}$	$a_{g,50\%}$	$a_{g,84\%}$
63%	50	0.019885	24739	12.5372	42.7310	0.1483	0.1654	0.1790
50%	72	0.013863	24740	12.6052	42.7315	0.1586	0.1760	0.1882
39%	101	0.009886	24741	12.6733	42.7320	0.1744	0.1938	0.2060
30%	140	0.007133	24742	12.7414	42.7325	0.1928	0.2156	0.2344
22%	201	0.004969	24743	12.8094	42.7329	0.2107	0.2377	0.2547
10%	475	0.002107	24744	12.8775	42.7333	0.2245	0.2531	0.2743
5%	975	0.001026	24745	12.9455	42.7336	0.2308	0.2521	0.2792
2%	2475	0.000404	24746	13.0136	42.7339	0.2332	0.2555	0.2820

e la probabilità $P(X_j = 0)$ che non vi sia alcun evento sismico in un intervallo di tempo $\Delta t = V_R$ è

$$P(X_j = 0) = \frac{(\lambda_{s,i} V_R)^0}{0!} e^{-\lambda_{s,i} V_R} = e^{-V_R/T_{R,i}} \quad (3)$$

La *probabilità di superamento* $P_{VR,i}$, cioè la probabilità che vi sia almeno un evento sismico di intensità pari o superiore ad un valore assegnato $a_{g,i}$ in un intervallo di tempo V_R , è

$$P_{VR,i} = 1 - P(X_j = 0) = 1 - e^{-V_R/T_{R,i}} \quad (4)$$

Si ha quindi la seguente relazione tra $T_{R,i}$ e $P_{VR,i}$

$$T_{R,i} = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR,i})} \quad (5)$$

Nella parte sinistra della Tab. 1 sono riportati i valori della probabilità di superamento prese in esame nel PFG, con i corrispondenti valori del periodo di ritorno e della frequenza media di occorrenza. Nella parte destra sono riportate come esempio alcune righe estratte dal data base dell'INGV, che riportano il numero d'ordine del punto, le sue coordinate (longitudine e latitudine), il valore mediano (frattile 50%, $a_{g,50\%}$) ed i frattili 16% e 84%, $a_{g,16\%}$ e $a_{g,84\%}$, delle accelerazioni previste per una probabilità di superamento P_{VR} del 10% in 50 anni.

Una rappresentazione globale della pericolosità di un qualsiasi sito si ottiene diagrammando in scala semilogaritmica la frequenza media di occorrenza λ_s (pari a $1/T_R$) in funzione dell'accelerazione a_g . In Fig. 1 è mostrata tale curva, denominata *curva di pericolosità*. La linea più spessa è riferita al valore mediano, le linee sottili ai frattili 16% e 84%.

Volendo tener conto in maniera probabilistica della variabilità dell'azione sismica, la scelta ottimale sarebbe quella di effettuare analisi dinamiche (cioè che valutano, istante per istante, la risposta di una assegnata struttura ad un accelerogramma), utilizzando un insieme di accelerogrammi che forniscano mediamente il valore di a_g previsto per il sito con riferimento al periodo di ritorno

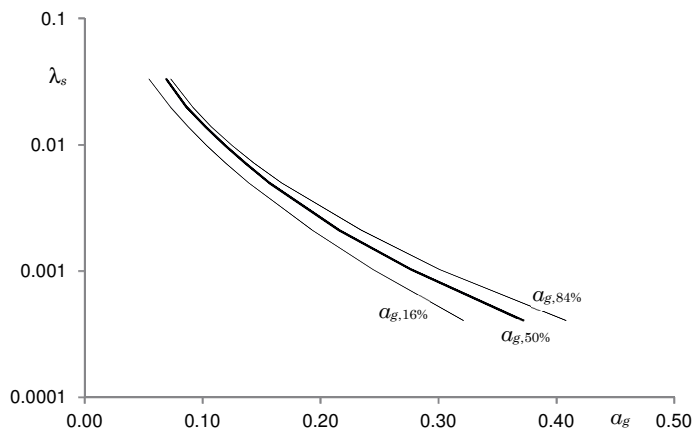


Fig. 1. Curva di pericolosità (nel punto con id=24742, Spoleto)

di interesse. Sarebbe opportuno, ma spesso difficilmente ottenibile, che essi siano coerenti anche con la dispersione di valori mostrati dagli studi effettuati (scarto quadratico medio, deducibile dal valore dei frattili 16% e 84%), nonché con il range di magnitudo e distanza epicentrale forniti dagli stessi studi. Più importante è che gli spettri di risposta elastica di tali accelerogrammi forniscano mediamente valori coerenti con gli spettri di risposta individuati per il sito, di cui si parlerà più avanti.

Come è ben noto, se si fa riferimento ai carichi verticali il metodo di verifica che ormai si usa abitualmente non richiede analisi probabilistiche ma segue un approccio denominato *semiprobabilistico*. Esso opera infatti in maniera apparentemente deterministica, ma usa come riferimento valori corrispondenti ad opportuni frattili della distribuzione probabilistica, selezionati sulla base di studi che dimostrano che in tal modo si riduce la probabilità di collasso a percentuali accettabili perché veramente esigue. Pur essendo la problematica sismica ben più complessa, la normativa (italiana ed europea) segue tale approccio anche per il sisma, consentendo di applicare azioni legate a un ben preciso valore dell'accelerazione, che dipende dalla probabilità di superamento prevista per la verifica che si deve effettuare. L'analisi comunemente svolta, anche se a volte denominata dinamica, è sostanzialmente la valutazione dell'effetto di uno o più insiemi di forze che nel loro complesso forniscono una stima dei massimi valori di sollecitazione e deformazione che si avrebbero durante la risposta dinamica. Il valore di riferimento, per ciascuna delle probabilità di superamento elencate in Tab. 1, è il valore mediano dell'accelerazione. Sono questi, infatti i valori riportati nelle tabelle allegate alle Norme Tecniche per le Costruzioni. Ad esempio, per il punto con id=24742 (Spoleto) viene indicata una $a_g = 0.2156$ g per probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, ovvero periodo di ritorno di 475 anni. In verità,

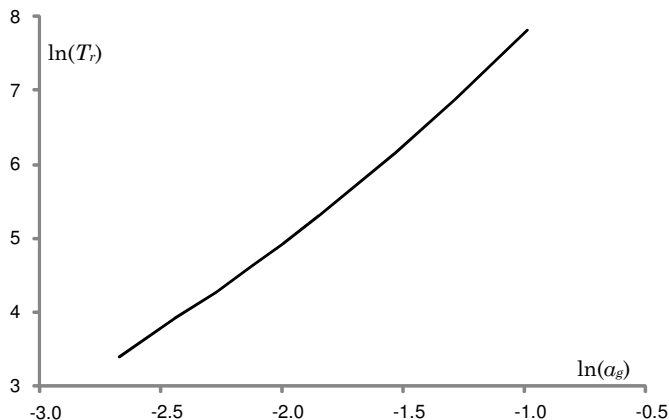


Fig. 2. Relazione tra i logaritmi di T_r e a_g (nel punto con id=24742, Spoleto)

come evidenziato dalle Istruzioni CNR-DT 212, sarebbe più corretto utilizzare i valori medi, anziché quelli mediani. Per ottenerli occorre ipotizzare che la distribuzione dei valori sia lognormale, dedurre i parametri che la caratterizzano partendo da valore mediano e dai frattili citati e da questi calcolare il valore medio. Le espressioni da utilizzare sono riportate nell'Appendice di questo capitolo, ma le differenze che si ottengono sono sostanzialmente irrilevanti.

La relazione tra i valori mediani di periodo di ritorno T_R e accelerazione a_g è chiaramente curvilinea, ma se si utilizza una scala logaritmica si ottiene un andamento approssimativamente lineare (Fig. 2). Si può quindi esprimere la relazione tra i periodi di ritorno $T_{R,1}$ e $T_{R,2}$ corrispondenti a due eventi di accelerazione $a_{g,1}$ e $a_{g,2}$ con

$$T_{R,1} = T_{R,2} \left(\frac{a_{g,1}}{a_{g,2}} \right)^\eta \quad (6)$$

usando un opportuno valore dell'esponente η . Poiché per ciascun sito la normativa fornisce nove coppie di valori T_R - a_g è possibile, mediante questa espressione, determinare il periodo di ritorno corrispondente ad un qualsiasi altro valore di a_g . Norme come il D.M. 28/2/2017, che introduce la classificazione del rischio sismico, suggeriscono come esponente il valore $\eta=1/0.41$. In realtà sarebbe più corretto variare tale esponente in funzione del valore di a_g , riferito a $T_R = 475$ anni, usando valori minori per accelerazioni più alte e maggiori quando a_g è più piccolo. Anche su questo il D.M. citato fornisce suggerimenti, che risultano però un po' grossolani. Inoltre non è del tutto vero che la relazione tra i logaritmi di T_R e a_g sia lineare e ciò porterebbe a modificare ulteriormente l'esponente, usando a parità di sito valori minori per periodi di ritorno più piccoli. Volendo essere più precisi, sarebbe quindi opportuno valutare, per il sito che si deve esaminare,

Tab. 2. Valori medi delle ordinate spettrali, tratti dal sito INGV

P _{VR} = 10% per V _R =50 anni - valori medi												
id	Lon	Lat	S _e (0.10)	S _e (0.15)	S _e (0.20)	S _e (0.30)	S _e (0.40)	S _e (0.50)	S _e (0.75)	S _e (1.00)	S _e (1.50)	S _e (2.00)
24739	12.5372	42.7310	0.3601	0.4305	0.4197	0.4045	0.3290	0.2656	0.1690	0.1180	0.0678	0.0474
24740	12.6052	42.7315	0.3748	0.4540	0.4467	0.4322	0.3512	0.2842	0.1825	0.1285	0.0732	0.0508
24741	12.6733	42.7320	0.4127	0.4907	0.4866	0.4695	0.3822	0.3038	0.1999	0.1422	0.0798	0.0548
24742	12.7414	42.7325	0.4641	0.5330	0.5311	0.5123	0.4177	0.3437	0.2242	0.1573	0.0888	0.0592
24743	12.8094	42.7329	0.5017	0.5752	0.5721	0.5490	0.4541	0.3698	0.2394	0.1751	0.0981	0.0649
24744	12.8775	42.7333	0.5236	0.6106	0.6123	0.5792	0.4868	0.3939	0.2502	0.1872	0.1083	0.0707
24745	12.9455	42.7336	0.5291	0.6219	0.6311	0.5924	0.5054	0.4077	0.2614	0.1919	0.1153	0.0746
24746	13.0136	42.7339	0.5290	0.6238	0.6369	0.5961	0.5138	0.4161	0.2673	0.1963	0.1193	0.0768

l'esponente più idoneo per ciascuno degli intervalli delimitati dai valori forniti dalla normativa ed usare questo esponente per interpolare all'interno di ciascun tratto.

Il database dell'INGV fornisce anche i valori medi e i frattili 16% e 84% delle ordinate S_e dello spettro di risposta elastica, per vari periodi analizzati (da 0.10 s a 2.00 s) e per tutte le probabilità di superamento considerate. In Tab. 2 sono riportate alcune righe, che forniscono i valori medi di tali ordinate riferiti ad una probabilità di superamento P_{VR} del 10% in 50 anni. È così possibile tracciare per ciascun sito lo spettro di risposta elastica. In Fig. 3a è riportato tale spettro, per il punto con id=24742 (Spoleto). La linea più spessa è riferita al valore mediano, le linee sottili ai frattili 16% e 84%. La normativa semplifica lo spettro mediano (Fig. 3b), riportandolo ad una formulazione basata su due parametri, F_o e T_c^* , che si aggiungono al parametro base a_g formando una terna di valori che definiscono lo spettro per ciascun sito e ciascuna possibilità di superamento. Opportune formule, riportate in normativa, consentono di modificare lo spettro per tener conto delle caratteristiche del terreno su cui è edificata la struttura da esaminare.

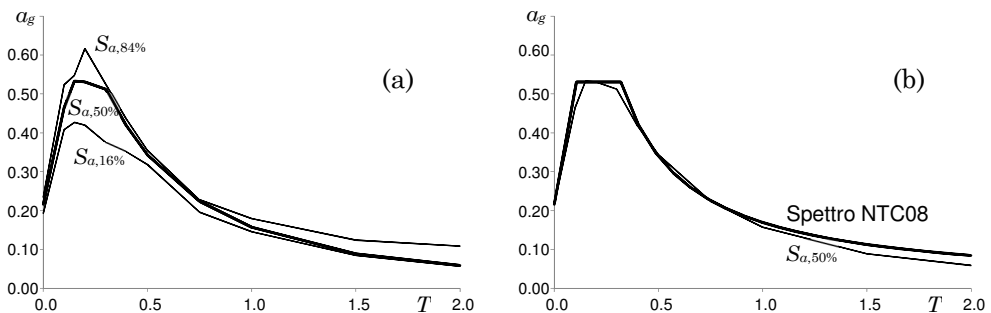


Fig. 3. Spettri di risposta elastica (nel punto con id=24742, Spoleto)

1.2. Vulnerabilità sismica

La *vulnerabilità sismica* misura il danneggiamento della struttura e degli elementi non strutturali corrispondente ad un assegnato valore dell'accelerazione sismica al bedrock a_g , inteso come valore mediano, al quale deve essere associato uno spettro di risposta. A volte il termine vulnerabilità sismica viene sostituito dal termine *capacità sismica* che ha il medesimo significato ma corrisponde ad una scala inversa, nel senso che ad una maggiore capacità corrisponde una minore vulnerabilità.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica è importante tener conto delle numerose incertezze che possono condizionare il risultato. Sono denominate *incertezze di tipo aleatorio* quelle che possono essere prese in considerazione mediante una opportuna distribuzione probabilistica dei valori delle grandezze in esame. Rientrano tra queste le incertezze dovute alla variabilità intrinseca dei carichi verticali, dell'azione sismica o delle proprietà meccaniche dei materiali, ma anche al livello di conoscenza, nel caso di strutture già realizzate. La valutazione del loro effetto può essere colta mediante un approccio probabilistico, che tiene espressamente conto di come possano variare i valori di tali grandezze. Più frequentemente si adotta un approccio semiprobabilistico, che segue una metodologia tipicamente deterministica ma utilizza dati che hanno una valenza probabilistica, assegnati in maniera tale da garantire una probabilità di collasso adeguatamente ridotta. Sono denominate *incertezze di tipo epistemico* quelle non riconducibili a distribuzioni aleatorie, ma legate piuttosto alla scelta dei modelli e dei parametri in essi utilizzati, nonché del tipo di analisi adoperata. Un esempio di imperfetta conoscenza dell'organismo strutturale è il reale ammorsamento tra la struttura e le pareti di tamponamento. Queste incertezze richiederebbero in ogni caso l'effettuazione di più calcoli e l'utilizzo, come risultato finale, di una media pesata dei vari risultati ottenuti. Questi aspetti sono approfonditamente discussi nel libro e ci si limita per ora a considerazioni generali.

Un approccio probabilistico alla valutazione della vulnerabilità sismica parte dalla definizione di un insieme di accelerogrammi, che devono rispettare le caratteristiche definite nel paragrafo precedente (magnitudo, distanza epicentrale, accelerazione, ordinate dello spettro di risposta), ed un insieme di modelli strutturali, ottenuti facendo variare i parametri meccanici secondo una distribuzione aleatoria coerente con valore medio e dispersione dei valori previsti per i materiali strutturali. Si deve quindi valutare per ciascuna coppia accelerogramma-modello strutturale la risposta dinamica non lineare. Dall'esame di questa risposta si può determinare un *indice di danno* (o *Damage Factor*, DF) cioè una variabile continua che rappresenta l'entità del danno, indicando tipicamente con 0 l'assenza di danno e con 1 il raggiungimento di un danno considerato limite. Ad esempio il parametro da considerare potrebbe essere il rapporto tra rotazione plastica massima di un concio e valore della rotazione plastica che corrisponde

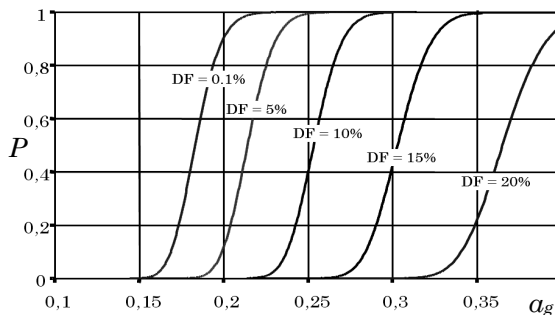


Fig. 4. Un esempio di curve di fragilità

al raggiungimento dello stato limite di collasso o quello di salvaguardia della vita. Oppure potrebbe essere il rapporto tra lo spostamento d'interpiano ed il valore che porta al raggiungimento dello stato limite di danno. Riferendosi a tutte le coppie accelerogramma-modello strutturale si può calcolare il valore medio (o un assegnato frattile) dell'indice di danno corrispondente all'accelerazione in esame. Più comunemente ci si limita a valutare per quante coppie accelerogramma-modello strutturale è stato raggiunto un determinato stato limite e si ha in tal modo un numero che esprime la frequenza di raggiungimento (o più correttamente di superamento) di tale stato limite.

Per avere una valutazione completa della vulnerabilità sismica di una struttura occorre ripetere il procedimento suddetto per l'insieme di valori di accelerazione sismica che si ritiene possano cimentarla. La metodologia più comune consiste nello scalare l'accelerazione a_g di ciascuna coppia accelerogramma-modello strutturale con valori via via crescenti, che ovviamente provocano un danneggiamento progressivamente crescente nella struttura. Questa procedura viene denominata *IDA, Incremental Dynamic Analysis* ovvero analisi dinamica incrementale. Si può così determinare il valore dell'accelerazione che porta, per quella coppia, al raggiungimento di una qualsiasi situazione si voglia esaminare, ad esempio un assegnato valore dell'indice di danno oppure il raggiungimento di uno specifico stato limite (come SLD o SLV). Ripetendo la IDA per tutte le coppie accelerogramma-modello strutturale si ottiene un insieme di valori dell'accelerazione che portano allo stato in esame. Per ciascun valore di a_g si conosce quindi la percentuale di casi in cui lo stato limite considerato è stato raggiunto o superato³ e si può riportare questo valore in un diagramma che è denominato *curva di fragilità*. Un esempio di curve di fragilità, riferite a differenti entità DF di danno e non al raggiungimento di uno specifico stato limite, è mostrato in Fig. 4.

³ Più precisamente, come detto più avanti, si determinano i parametri della distribuzione di probabilità (usualmente lognormale) che meglio approssima i valori e da questa curva si determina la probabilità di superamento.

Si vede in questo caso che la probabilità P di avere una definita entità di danno (ad esempio $DF=10\%$) è praticamente nulla per accelerazioni inferiori ad una data soglia (nell'esempio, $a_g \cong 0.22 g$), poi cresce in maniera abbastanza rapida ed infine si stabilizza tendendo al valore unitario, cioè alla certezza (nell'esempio, per $a_g \cong 0.30 g$). Utilizzare direttamente i valori ottenuti quando il numero di coppie non è molto elevato porterebbe ad un diagramma discontinuo, in cui ciascun gradino corrisponde al raggiungimento dello stato limite per una delle coppie accelerogramma-modello strutturale considerate. Si preferisce in questi casi individuare una distribuzione normale o lognormale che descriva i valori (in termini di valore medio e scarto quadratico medio) e diagrammare la probabilità di superamento con riferimento a questa distribuzione, continua. Un ulteriore accorgimento potrebbe consistere nel far variare gli accelerogrammi man mano che si modifica il valore di a_g per tener conto del fatto che l'andamento dello spettro di risposta varia con a_g . Questa procedura è denominata *multiple stripe analysis*.

È possibile effettuare analisi probabilistiche utilizzando metodi di calcolo diversi dall'analisi dinamica non lineare, come l'analisi statica non lineare oppure l'analisi lineare, a seconda degli obiettivi che si intendono raggiungere con l'analisi. È anche possibile utilizzare l'approccio probabilistico per esaminare solo l'effetto della variabilità dell'accelerazione sismica, utilizzando per le caratteristiche meccaniche del materiale valori corrispondenti ad un assegnato frattile della loro distribuzione probabilistica.

Le metodologie innanzi descritte sono adottate principalmente a livello di ricerca, anche se recenti norme come le Istruzioni CNR-DT 212 vorrebbero portarle anche nella pratica professionale. L'approccio più usuale per chi si occupa di strutture è però quello semiprobabilistico, sostanzialmente seguito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. In esso sia il valore dell'accelerazione sismica e i dati che definiscono lo spettro, in funzione del periodo di ritorno di interesse, che i valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali sono assegnati dalla normativa, liberando il professionista dall'onere di approfondire le basi probabilistiche da cui questi sono ricavati.

1.3. Esposizione

La valutazione dell'esposizione può riguardare l'aspetto puramente economico, come il costo di riparazione o ricostruzione, ma anche il costo dell'interruzione d'uso (ad esempio per un ospedale), il "valore culturale" dell'edificio (ad esempio nel caso di un museo o di un edificio storico), le possibili perdite di vite umane. Una trattazione di questi aspetti va al di là degli obiettivi del libro e può essere cercata in testi specializzati.

Un riferimento esplicito al costo di riparazione è ora contenuto nella normativa che definisce le classi di rischio degli edifici. In tale documento, infatti, viene associato, in maniera indubbiamente convenzionale, a ciascuno degli stati limite

un costo di riparazione inteso come percentuale del costo di costruzione, in modo da quantizzare la perdita annuale media che può essere indotta dal sisma.

È interessante notare che in un approccio semiprobabilistico l'esposizione è in un certo senso accorpata nella vulnerabilità. Per tener conto del maggior costo sociale dovuto al danneggiamento o crollo di particolari categorie di edifici (edifici con forte affollamento, edifici essenziali per la protezione civile) era stato introdotto nel passato un *coefficiente di importanza* (tuttora presente nelle norme Europee) che incrementava l'entità dell'azione sismica da usare nelle verifiche delle strutture. Ciò è perfettamente logico se si pensa che il rischio è influenzato dal prodotto di pericolosità sismica per esposizione e quindi l'effetto di un aumento dell'esposizione può essere valutato anche, fittiziamente, aumentando la pericolosità. L'attuale normativa italiana ottiene lo stesso risultato aumentando, in funzione dell'importanza dell'edificio, la vita di riferimento V_R e quindi, in conseguenza, l'accelerazione ovvero la pericolosità sismica.

1.4. Valutazione del rischio sismico

Come detto, il rischio sismico, R , dipende dai tre contributi:

- *pericolosità sismica*;
- *vulnerabilità sismica*;
- *esposizione*.

È possibile esaminare questi tre aspetti in maniera probabilistica. In tal caso, la pericolosità sismica è definita come la probabilità $P = p(V_R, a_{g,k})$ che in un intervallo di tempo V_R si registri un livello di intensità sismica (accelerazione al suolo) pari o superiore ad un valore $a_{g,k}$; la vulnerabilità sismica è definita come la probabilità $V = p(a_{g,k}, D_j)$ che per un assegnato valore $a_{g,k}$ si verifichi un livello di danneggiamento D_j ; l'esposizione è la probabilità $E = p(D_j, L_i)$ che per un assegnato valore del livello di danneggiamento D_j si abbia un livello di perdita L_i . Il rischio sismico è quindi il prodotto delle tre probabilità citate, ovvero

$$R = P \times V \times E = p(V_R, a_{g,k}) \times p(a_{g,k}, D_j) \times p(D_j, L_i) \quad (7)$$

In particolare, le istruzioni CNR-DT 212 richiedono di calcolare dal prodotto dei primi due termini, pericolosità e vulnerabilità sismica, rispettivamente sintetizzati dalla curva di pericolosità e dalla curva di fragilità (Fig. 5), la frequenza media annua di superamento dello stato limite di salvaguardia della vita SLV, definita con

$$\lambda_{SLV} = \int_0^{\infty} P_{SLV}(a_g) \cdot \left| \frac{d\lambda_s(a_g)}{da_g} \right| da_g \quad (8)$$

e di confrontare tale valore con un limite che dipende dalla classe d'uso dell'edificio e quindi dalla sua esposizione. Analogo calcolo e confronto va effettuato per gli altri stati limite (SLD, SLC).

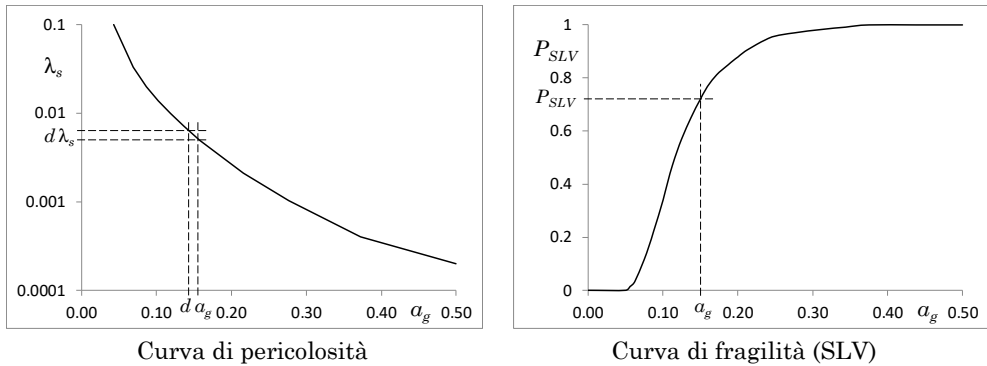


Fig. 5. Determinazione della frequenza media annua di superamento dello SLV⁴

È però più comune tra chi si occupa di strutture parlare di rischio sismico in termini semiprobabilistici. Facendo riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV, si può infatti definire un *indice di sicurezza* (a volte indicato anche, forse meno propriamente, come *indice di rischio*) pari al rapporto tra la *capacità* della struttura, intesa come l'accelerazione di picco al suolo su roccia a_g che porta al raggiungimento dello stato limite, e la *domanda* sismica, intesa come il valore di a_g che la struttura dovrebbe essere in grado di sopportare, prescritto dalla normativa nel sito in cui essa è edificata. Se si usano i pedici C e D per indicare rispettivamente la capacità e la domanda, l'indice di sicurezza, IS-V, è definito come

$$IS-V = \frac{\alpha_{g,C}}{\alpha_{g,D}} \quad (9)$$

Si noti che in questo caso l'esposizione non compare esplicitamente, ma è inclusa nella domanda $\alpha_{g,D}$ perché tale accelerazione è prescritto dalla normativa tenendo conto della classe d'uso dell'edificio, oltre che del sito in cui è edificato e dello stato limite di riferimento.

2. Classi di rischio sismico

La definizione di classi di rischio sismico è stata introdotta dal D.M. n. 58 del 28/2/17, principalmente con l'obiettivo di incentivare interventi per la riduzione del rischio sismico mediante sgravi fiscali. Analogamente a quanto già da tempo avviene per gli aspetti energetici, sono previste otto classi, con rischio crescente dalla A⁺ alla G.

⁴ La figura è tratta, con piccole modifiche, dalla tesi di laurea di Francesca Contrafatto "Valutazione affidabilistica della sicurezza sismica di edifici esistenti in c.a."

Per effettuare la classificazione occorre individuare la capacità della struttura con riferimento agli stati limite SLV ed SLD e se possibile anche ad SLC e SLO. Come farlo è, sostanzialmente, l'argomento del presente libro. Nel valutare la capacità si tiene conto dello spettro di risposta corrispondente ad a_g^5 , includendo l'amplificazione S dovuta alla categoria di sottosuolo, perché l'accelerazione che realmente cimenta la struttura è data dall'ordinata spettrale $S_e(T_1)$ corrispondente al periodo fondamentale della struttura. Ovviamente la valutazione (e quindi la classe di rischio) è riferita all'intera struttura, anche quando essa è suddivisa in più unità immobiliari.

L'attribuzione della classe di rischio è basata su un metodo convenzionale, che prende in esame due aspetti: la sicurezza nei confronti di perdite di vite umane per un evento raro, cioè quello associato allo stato limite SLV, e le perdite economiche associate al danno prodotto dall'intera gamma di eventi sismici che possono cimentare l'edificio. Per ciascuno dei due aspetti viene valutata una classe di rischio, denominata rispettivamente classe IS-V e classe PAM; si considera come classe di rischio della struttura la peggiore delle due.

La sicurezza rispetto allo SLV è valutata mediante il già citato *indice di sicurezza IS-V*, rapporto tra capacità e domanda, espresso come percentuale. Sulla base di questo, si definisce la classe IS-V secondo quanto indicato in Tab. 3. Si può notare che una nuova costruzione rispettosa della normativa deve avere almeno $IS-V = 100\%$, e quindi classe A, ma in realtà le inevitabili sovraresistenze porteranno ad $IS-V > 100\%$ e quindi classe A⁺. Nel peggiore dei casi per gli edifici che non rispettano la normativa si avrà invece una classe IS-V pari ad F, perché non è prevista per questo aspetto una classe G.

Le perdite economiche associate al danno, strutturale e non, sono riferite al costo di ricostruzione dell'edificio. Al raggiungimento degli stati limite SLO, SLD, SLV, SLC, definiti dalle Norme Tecniche, si associa convenzionalmente un costo di riparazione del danno corrispondente rispettivamente al 7%, 15%, 50% e 80% del costo di ricostruzione. Vengono poi definiti due ulteriori stati limite:

- Stato Limite di Inizio Danno, SLID, corrispondente al valore di a_g fino al quale non si hanno perdite economiche;
- Stato Limite di Ricostruzione, SLR, corrispondente al valore di a_g per il quale la costruzione è in condizioni tali da rendere inevitabile la demolizione e ricostruzione.

A questi due stati limite si associa un costo di riparazione del danno pari rispettivamente a 0 e al 100% del costo di ricostruzione.

Una volta determinata l'accelerazione a_g che porta al raggiungimento di ciascuno stato limite, occorre valutare il periodo di ritorno T_R ad essa corrispondente. Allo SLID si associa convenzionalmente un periodo di ritorno $T_{R,SLID} = 10$ anni,

⁵ Il D.M. usa il termine PGA, ma si è preferito mantenere il simbolo a_g per coerenza con le Norme Tecniche per le Costruzioni.

Tab. 3. Classe IS-V

Indice di sicurezza	Classe IS-V
IS-V > 100%	A ⁺
80% < IS-V ≤ 100%	A
60% < IS-V ≤ 80%	B
45% < IS-V ≤ 60%	C
30% < IS-V ≤ 45%	D
15% < IS-V ≤ 30%	E
IS-V ≤ 15%	F

allo SLR un periodo di ritorno uguale a quello dello SLC. Per gli altri stati limite il D.M. 28/2/2017 suggerisce di ricavare T_R mediante la relazione

$$T_{R,C} = T_{R,D} \left(\frac{a_{g,C}}{a_{g,D}} \right)^\eta \quad (10)$$

già citata parlando di pericolosità sismica. La normativa suggerisce di utilizzare come esponente il valore $\eta=1/0.41$, probabilmente sufficiente per una valutazione speditiva della classe di rischio, ma cita anche altri possibili valori di η , anch'essi però approssimati. Se si vuole ottenere un risultato migliore è preferibile operare in maniera più precisa, secondo quanto indicato in precedenza in questo testo, partendo dai valori definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni che mettono in relazione periodo di ritorno e a_g per lo specifico sito. C'è però un aspetto sul quale le norme sorvolano: cambiando periodo di ritorno cambiano non solo l'accelerazione a_g ma anche gli altri parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico. Sarebbe quindi più corretto ragionare sulla relazione tra periodo di ritorno e ordinata spettrale corrispondente al periodo fondamentale della struttura, anche se la differenza non è in genere particolarmente rilevante. Indicazioni su questo aspetto sono riportate nel paragrafo 5 del capitolo 7 di questo testo.

Dal periodo di ritorno si passa immediatamente alla frequenza media annua di superamento λ_s , che ne è l'inverso. A questo proposito la normativa consente di omettere il calcolo diretto dei valori di a_g che portano a SLO e SLC e ricavare le corrispondenti frequenze medie annue di superamento $\lambda_{s,SLO}$ e $\lambda_{s,SLC}$ a partire dai valori $\lambda_{s,SLD}$ e $\lambda_{s,SLV}$ mediante le relazioni

$$\lambda_{s,SLO} = 1.67 \lambda_{s,SLD} \quad (11)$$

$$\lambda_{s,SLC} = 0.49 \lambda_{s,SLV} \quad (12)$$

Si noti che i numeri che in esse compaiono corrispondono al rapporto tra i periodi di ritorno degli stati limite (per $V_R=50$ anni, $T_{R,SLO}=30$ anni, $T_{R,SLD}=50$ anni, $T_{R,SLV}=475$ anni, $T_{R,SLC}=975$ anni).

Normalmente il periodo di ritorno dovrebbe essere via via crescente passando da SLO a SLC, ma non sempre è così perché le verifiche sono basate su

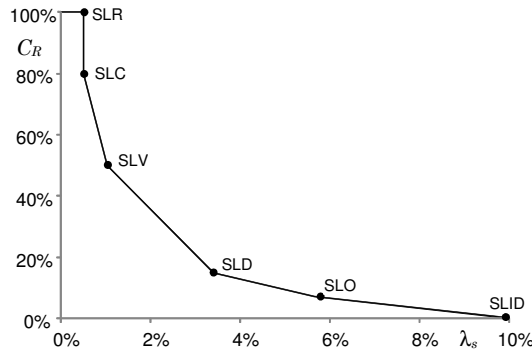


Fig. 6. Costo di riparazione in funzione della frequenza media annua di superamento

critéri diversi (resistenza per SLC e SLV, spostamenti per SLD e SLO). Il D.M. precisa che, qualora ciò non fosse, si deve comunque considerare che le frequenze medie annue di superamento per SLO e SLD siano calcolate con un periodo di ritorno non superiore a quello dello SLV e quindi

$$\lambda_{s,SLD} = \max \left(1 / T_{R,SLD} ; \lambda_{s,SLV} \right) \quad (13)$$

$$\lambda_{s,SLO} = \max \left(1 / T_{R,SLO} ; \lambda_{s,SLV} \right) \quad (14)$$

Sarebbe più logico imporre relazioni analoghe alle (13) e (14) a catena per tutti gli stati limite, per evitare andamenti della curva che perdono di significato (la curva deve essere sempre decrescente, perché un terremoto meno forte deve richiedere un costo minore per la riparazione). Potrebbe inoltre capitare in casi estremi che il periodo di ritorno per SLD o SLO siano inferiori a quello indicato per lo SLID (10 anni), cosa ovviamente assurda. Anche in questo caso occorrerebbe rispettare relazioni analoghe alle suddette e per farlo la normativa dovrebbe chiarire se modificare il valore di T_R per SLID oppure porre pari a 10 anni i valori che risultano ad esso inferiori.

Tab. 4. Classe PAM

Perdita Annuale Media attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0.50\%$	A+
$0.50\% < PAM \leq 1.00\%$	A
$1.00\% < PAM \leq 1.50\%$	B
$1.50\% < PAM \leq 2.50\%$	C
$2.50\% < PAM \leq 3.50\%$	D
$3.50\% < PAM \leq 4.50\%$	E
$4.50\% < PAM \leq 7.50\%$	F
$PAM > 7.50\%$	G

I valori del costo di riparazione sono diagrammati in funzione della frequenza media annua di superamento in un grafico, unendoli con segmenti che formano la curva (spezzata) diagrammata in Fig. 6. L'area sottesa da tale curva indica la Perdita Annuale Media attesa (PAM), espressa anch'essa come percentuale del costo di ricostruzione. In base ad essa si definisce la classe PAM, secondo quanto indicato in Tab. 4.

3. Rischio sismico per nuovi edifici e per edifici esistenti

3.1. Rischio sismico per le nuove costruzioni

Le indicazioni di normativa ed i criteri applicativi con i quali si progettano le costruzioni in zona sismica mirano a ridurre il rischio sismico a valori talmente bassi da essere accettabili. La normativa si è evoluta progressivamente, in funzione dei progressi della ricerca e della disponibilità di strumenti di calcolo sempre più potenti, ma anche grazie alla continua "sperimentazione al vero" dovuta ai reali eventi sismici che forniscono conferme della bontà di certi criteri e mettono in luce aspetti trascurati e problemi sottovalutati. Una precisa quantizzazione del rischio sismico non è però richiesta al progettista e nemmeno chiaramente definita dal legislatore. Ciò è confermato dal fatto che un tema di ricerca attualmente molto gettonato è quello del *rischio implicito*, cioè della valutazione del rischio sismico di edifici progettati nel rispetto della normativa.

Le incertezze aleatorie ed epistemiche, citate nel paragrafo 1.2, condizionano ovviamente anche la progettazione di nuove costruzioni. Bisogna però tenere presente che in questo caso il progettista, anche se spesso vincolato da una pianta architettonica già definita, ha grande libertà nella scelta dei materiali e della tipologia strutturale, nell'impostazione della carpenteria, nel dimensionamento delle sezioni, nella definizione delle armature e dei dettagli costruttivi. In tal modo è possibile fare le scelte più opportune per garantire che la struttura abbia un buon comportamento durante il sisma. Le inevitabili incertezze, dovute alle possibili differenze tra prescrizioni progettuali e realizzazione, sono tenute in conto con opportuni coefficienti di sicurezza e soprattutto con apposite indicazioni progettuali. Tra queste spicca il criterio di gerarchia delle resistenze (o di "progetto in capacità", traduzione un po' letterale dell'inglese *capacity design*), che guida la struttura verso un meccanismo di collasso ideale, fortemente dissipativo. Si rendono in tal modo meno rilevanti ai fini della resistenza ultima tanti aspetti che condizionano la risposta elastica, quale ad esempio quello della effettiva rigidità delle aste in cemento armato, ridotta in maniera non facilmente quantizzabile (e variabile durante la risposta al sisma) dalla fessurazione. Il criterio di gerarchia delle resistenze

riesce a far fronte anche alle principali incertezze epistemiche: ad esempio l'imposizione di controllare che la resistenza a taglio dei pilastri sia maggiore di quella delle tamponature adiacenti rende scarsamente rilevante la preoccupazione di quale sia il reale ammorsamento tra la struttura e le pareti di tamponamento e consente di far riferimento (quasi) esclusivamente ad un modello di struttura "nuda", cioè priva di tamponature.

Il rispetto dei criteri progettuali permette anche importanti semplificazioni nell'analisi. Durante un terremoto molto forte la struttura sicuramente andrà oltre il limite elastico, e ciò richiederebbe analisi non lineari. La certezza di un buon meccanismo di collasso consente di utilizzare analisi lineari e di applicare accelerazioni sismiche nettamente inferiori a quelle che realmente la dovrebbero cimentare, compensando con la duttilità la minore resistenza.

3.2. Rischio sismico per le costruzioni esistenti

Tradizionalmente l'idea di occuparsi di strutture è associata al concetto di progettare una struttura ex novo. Ormai in quasi tutte le università italiane sono presenti corsi che spiegano in maniera accurata teoria e pratica della progettazione di strutture antisismiche, mentre mancano quasi del tutto corsi che forniscano indicazioni su come analizzare il comportamento sismico di edifici già realizzati. Eppure oggi si costruisce sempre di meno e in occasione di ogni evento sismico si piange per i morti e i danni provocati dal terremoto a causa di edifici non progettati per sopportare un tale evento. La problematica della resistenza agli incendi è presa fortemente in considerazione dalle norme, con obblighi validi anche per i vecchi edifici, ed è anche grazie a questo che sono rarissime in Italia le vittime di tali eventi. Le prestazioni energetiche degli edifici sono oggetto di grande attenzione, per motivi economici e di protezione ambientale, e la valutazione di tali prestazioni è oggi una premessa obbligatoria per qualunque atto di affitto o compravendita. La sicurezza sismica degli edifici realizzati nel passato è invece sostanzialmente trascurata dalla normativa, che fornisce solo da pochi anni indicazioni sul come affrontarne l'analisi e impone l'obbligo di farlo solo per i rari casi in cui si decide, per motivi che in genere non hanno nulla a che fare col sisma, di intervenire in maniera rilevante su tali edifici. Un tentativo di cambiare questa situazione si è visto recentemente, con la definizione di classi di rischio sismico per gli edifici, formalmente analoghe a quelle relative alle prestazioni energetiche, e la possibilità di incentivi economici per chi interviene migliorando la classe di rischio di un edificio (D.M. n. 58 del 28/2/17, presentato nel paragrafo 2). Le difficoltà e i costi di un tale intervento sono però tali che è difficile prevedere se tale norma riuscirà ad avere un reale impatto sulla sicurezza sismica nelle città italiane.

Ogni edificio, una volta realizzato, si può considerare un *edificio esistente* ma questo libro è dedicato solo ad una porzione di tale popolazione edilizia. In

esso si prendono infatti in esame gli edifici in cemento armato, rinviando il lettore ad un altro testo degli stessi autori per quanto riguarda gli edifici in muratura⁶ e ad altri testi per quelli in acciaio o altre tecnologie e/o sistemi costruttivi. Inoltre, pur non escludendo gli edifici realizzati in tempi recenti e progettati per sopportare un evento sismico, l'attenzione è principalmente rivolta a quegli edifici che furono realizzati in un passato non troppo recente senza considerare il problema sismico o considerandolo in maniera non adeguata, nell'ipotesi, non sempre vera, che le realizzazioni recenti non abbiano bisogno di essere migliorate sismicamente. Volendo precisare meglio l'arco temporale delle costruzioni esaminate ricordiamo come l'edificio intelaiato in c.a. comincia ad apparire nei primi decenni del novecento ma ha una larghissima diffusione specialmente dopo la seconda guerra mondiale (1945) ed è attualmente la tipologia edilizia più diffusa sul territorio. D'altra parte solo verso la fine del secolo scorso la consapevolezza del rischio sismico trova riscontro in disposizioni normative cogenti su porzioni molto vaste del territorio nazionale, per cui l'arco temporale di maggiore interesse per la nostra analisi si concentra nella seconda metà del novecento.

Per comprendere le differenze tra l'impostazione che si ha nel progettare una nuova costruzione e l'approccio che si segue quando si deve esaminare una costruzione esistente occorre riflettere su quanto sia diversa questa seconda situazione. Chi esamina una costruzione esistente si trova di fronte ad un oggetto in cui tutto (materiali, geometria, dettagli costruttivi) è già definito. Si pone quindi, come primo problema, quello della *conoscenza*: sarebbe ovviamente auspicabile conoscere al meglio l'organismo strutturale, mediante rilievi, saggi e prove sui materiali, ma si è anche condizionati dal costo necessario per raggiungere tale conoscenza. La modellazione che si effettua ed i coefficienti di sicurezza che si adottano devono quindi tener conto del livello di conoscenza raggiunto. Un secondo problema nasce dal fatto che la struttura, se non progettata espressamente per sostenere un terremoto, avrà quasi sicuramente un comportamento sotto sisma ben diverso da quello in genere auspicato. Occorre pertanto rimettere in discussione il *metodo di analisi* con cui valutarne la risposta. Nella progettazione di nuove costruzioni si ragiona in termini di caratteristiche della sollecitazione, basandosi su una analisi lineare con un fattore di struttura q medio-alto, che è funzione della duttilità locale e globale che si ritiene di garantire. Una costruzione esistente potrebbe avere un comportamento molto meno duttile. Si affiancano quindi alle tradizionali verifiche, che dovrebbero essere svolte con valori di q bassi, considerazioni svolte con riferimento alle deformazioni e metodi di analisi che vanno oltre il limite elastico.

⁶ P. Lenza, A. Ghersi, con la partecipazione di B. Calderoni, Edifici in muratura, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2011.



Acquistalo