

# Scelte e criteri per il consolidamento sismico

## Alternative choices and criteria for seismic strengthening

Gian Michele Calvi<sup>1</sup> ■

### Sommario

La valutazione del rischio sismico è influenzata da notevoli incertezze, che dipendono dalla pericolosità sismica, dalla struttura, dalla stima del danno e delle perdite attese. I problemi e le scelte decisive possono riferirsi a: (i) parametri di pericolosità sismica, compresa la definizione di appropriati livelli di moto sismico e della probabilità che essi accadano, (ii) livello di conoscenza dei materiali, della geometria, dei dettagli, (iii) procedure di valutazione dei danni e dei modi di rottura (iv) conseguente possibilità di un miglioramento delle prestazioni della struttura.

Questo articolo discute i possibili criteri per la riduzione del rischio sismico ed alcune delle scelte alternative che potrebbero essere adottate per il consolidamento, con riferimento:

- alla modifica dei modi di danno e di collasso mediante il rinforzo dei singoli elementi o incrementando localmente la capacità di deformazione;
- all'inserimento di elementi e sistemi aggiuntivi resistenti ad azioni orizzontali;
- all'introduzione di un sistema di isolamento alla base, anche con l'obiettivo proteggere la struttura esistente in accordo a principi di gerarchia delle resistenze;
- alla riduzione della domanda in spostamento, introducendo smorzatori o masse accordate.

Soluzioni alternative di consolidamento portano a differenti livelli di protezione e implicano diverse prestazioni, rappresentate generalmente da funzioni non lineari o a gradino. Partendo da queste considerazioni, saranno discussi principi concettuali di scelta di criteri di consolidamento, basati sull'uso razionale delle risorse.

**Parole chiave:** Rischio, valutazione, consolidamento, isolamento, smorzamento, flessibilità, risorse

### Abstract

*Risk assessment is affected by large uncertainties, depending on hazard, structure and damage analysis. Crucial problems and choices may refer to: (i) hazard parameters, (ii) level of knowledge about materials, geometry, detailing, (iii) assessed damage and failure modes (iv) resulting potential for step changes in performances. The cost of attaining a high level of knowledge may significantly reduce the remaining resources, it is therefore important to favour resilient solutions with a creative adoption of appropriate strengthening strategies. In this framework, this paper discusses the possible criteria for the mitigation of seismic risk and some of the alternative choices that may be adopted for strengthening, with reference to:*

- the modification of damage and collapse modes strengthening individual elements or locally increasing the deformation capacity;*
- the insertion of additional systems resisting to horizontal actions;*
- the introduction of base isolation, with the objective of capacity-protecting the existing structure;*
- the reduction of displacement demand by added damping or introducing tuned mass systems.*

*Alternative strengthening choices lead to different protection levels and imply different performances, that are in general represented by non linear or step functions. From these considerations, conceptual "structure driven" strengthening criteria, based on a logical use of resources, are discussed.*

**Keywords:** Risk, assessment, strengthening, isolation, damping, resilience, resources

## 1. Riduzione del rischio sismico

### 1.1 Ottimizzazione delle risorse disponibili

L'obiettivo di questo articolo è di esaminare i criteri e gli strumenti per la riduzione del rischio sismico, migliorando la risposta strutturale ed aumentando la sicurezza delle costruzioni, affrontando di conseguenza il complesso con-

fronto tra necessità e risorse.

Le risorse potrebbero essere considerate l'ospite assente quando si discute della definizione del livello di sicurezza da soddisfare in fase di progettazione e costruzione di nuove strutture, e ancor più quando la questione riguardi la riduzione della vulnerabilità delle costruzioni esistenti.

<sup>1</sup> Istituto Universitario di Studi Superiori (IUSS), Pavia. [www.iusspavia.it](http://www.iusspavia.it)

Mentre in relazione alla progettazione di nuove costruzioni esiste un'ampia letteratura circa l'applicazione di metodi basati su concetti prestazionali e su sistemi di supporto decisionale (si veda per esempio Zareian and Krawinkler, 2012), l'applicazione dei medesimi principi alle strutture esistenti sembra limitata alla valutazione della sicurezza, con poca attenzione alla scelta tra strategie alternative di consolidamento.

Alcuni testi normativi indicano semplicemente che le costruzioni esistenti dovrebbero raggiungere lo stesso livello di sicurezza prescritto per le nuove costruzioni, evidentemente affermando un principio filosofico, non efficacemente applicabile alla realtà. L'affermazione di principi di questo tipo si traduce spesso in rilevanti conseguenze negative in termini di riduzione del rischio. Ad esempio, il responsabile della sicurezza di un edificio strategico (un ospedale) o rilevante (una scuola) potrebbe preferire non conoscere il livello di rischio dell'edificio, piuttosto che esserne informato senza disporre delle risorse necessarie all'adeguamento e dovere quindi assumere la responsabilità di programmare temporalmente una progressiva riduzione del rischio, adottando misure parziali o provvisorie ed eventualmente interrompendo parzialmente o totalmente l'uso della struttura.

L'ignoranza potrebbe diventare quindi uno stato mentale auspicato.

Per risolvere, almeno parzialmente, il problema, in molti paesi sono stati adottati approcci più complessi per la valutazione e riduzione del rischio, individuando possibili *schemi di definizione delle priorità* che associano diversi obiettivi prestazionali a finestre temporali entro i quali ottenerli (e.g.: Grant et al., 2007).

Qualsiasi schema di priorità implica ovviamente la possibilità di correggere il livello prestazionale e i vincoli temporali in funzione delle risorse disponibili, dando così una risposta al problema del confronto fra risorse e necessità.

A schemi concettuali di questo tipo non sono però ancora state associate considerazioni relative ai costi da affrontare per raggiungere una certa prestazione, costi che possono differire da caso a caso, anche per valutazioni di rischio simili, in funzione delle tecniche di rinforzo adottabili. Inoltre, le relazioni fra costo dell'intervento e livelli prestazionali sono generalmente rappresentati da

funzioni a gradini, come si discuterà nel seguito, per cui l'ostinato perseguimento di un determinato livello di prestazione può comportare rapporti non ragionevoli tra costi e benefici.

### 1.2 Sisma di progetto e livelli prestazionali

Per la definizione del sisma di progetto e dei relativi livelli prestazionali, molti approcci si riferiscono allo schema originariamente proposto, per le nuove costruzioni, nel documento Vision 2000 (SEAOC, 1995). Questo documento è stato il primo ad introdurre il concetto di variazione del livello prestazionale in funzione del periodo di ritorno del livello di scuotimento, in funzione della rilevanza della struttura. La matrice risultante è ben conosciuta e non è essenziale in questo contesto. La definizione numerica di quattro livelli di intensità dello scuotimento in funzione del periodo di ritorno o della probabilità annua di superamento (*frequente* (50% in 30 anni), *occasionale* (50% in 50 anni), *rara* (10% in 50 anni), e *molto rara* (5% in 50 anni)) è ancora usata come riferimento. Altrettanto attuale è il tentativo di associare la prestazione attesa ad un singolo parametro, lo spostamento interpiano (Tabella 1). I concetti presentati nel documento Vision 2000 sono stati elaborati ed estesi nel FEMA 356 (2000) e successivamente razionalizzati in ambito probabilistico nel contesto del progetto SAC (Cornell et al., 2002), che ha ispirato una serie di documenti ATC culminati con l'ATC 2011, ancora in bozza.

### 1.3 Parametri di valutazione del danno

Il parametro fondamentale utilizzato per una valutazione delle prestazioni è lo spostamento interpiano diviso per l'altezza di piano (quindi un angolo, *drift*), che si presta a definire in modo approssimato sia il danno atteso agli elementi non strutturali sia agli elementi strutturali. Considerando i valori indicati in Tabella 1, sembrerebbe che i primi due livelli di prestazione riguardino essenzialmente problemi non-strutturali, mentre il terzo e quarto livello si riferiscano a problemi strutturali. In generale, i primi due valori numerici (per i quali è logico attendersi una risposta strutturale in ambito quasi elastico) potrebbero essere più attendibili (o caratterizzati da una minore dispersione) degli altri due, poiché la prevenzione di modi di rottura fragili ed i dettagli strutturali (spesso inadeguati nelle strutture esistenti e molto diversi da caso

Tabella 1 - Definizione dei livelli prestazionali da Vision-2000 (SEAOC (1995))

Livello Prestazionale	Descrizione della prestazione	Drift di piano (%)
Fully Operational (FO)	Struttura e servizi fruibili, danni trascurabili	0.2%
Operational (DC)	La struttura può essere utilizzata in sicurezza, danno lieve, necessità di riparazione per elementi non essenziali	0.5%
Life Safety (LS)	È garantita la salvaguardia della vita, danno moderato, riparazione possibile ma non necessariamente economicamente conveniente	1.5%
Near Collapse (NC)	Danno severo, collasso non avvenuto, crollo di elementi non strutturali	2.5%

a caso) possono influenzare significativamente gli ultimi due valori. Conseguentemente, un aumento del livello di conoscenza (ovvero una riduzione delle incertezze epistemiche) può avere un effetto molto più rilevante su di essi.

Uno studio approfondito sugli effetti generati dai diversi parametri di valutazione del danno, e di conseguenza sul costo di riparazione atteso, per diversi elementi costruttivi, è reperibile nella tesi di dottorato di J. Mitrani-Reiser (2007). In estrema sintesi, vi si conclude che il danno strutturale per strutture in cemento armato è essenzialmente funzione di domanda e capacità in termini di spostamento relativo interpiano, mentre il danno non-strutturale può essere correlato allo spostamento relativo di piano (pareti divisorie, vetrate), all'accelerazione di picco al piano (soffitti acustici, impianti), all'accelerazione di picco al suolo (ascensori), alla percentuale di area danneggiata (intonaco, tinteggiature). La rilevanza fondamentale dello spostamento relativo interpiano è sostanzialmente confermata.

**1.4 Stima delle perdite attese**

Secondo lo studio di Mitrani-Reiser, è possibile stimare le perdite attese (*expected loss*) considerando le funzioni di fragilità di ciascun tipo di componenti e tarando ciascuna di esse ad un valore di perdita totale (*expected loss* = 100%) corrispondente al costo di sostituzione del componente considerato.

Questa logica è stata generalizzata in termini probabilistici da Ramirez e Miranda (2009), che hanno associato a ciascuna funzione di fragilità funzioni di probabilità di superamento e di probabilità di comportare determinati livelli di costo di riparazione, secondo logiche sviluppate al *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, e.g.: Haselton et al., 2007)*.

È interessante notare come l'applicazione dei

due metodi per lo stesso esempio di struttura a telaio in cemento armato, progettata secondo criteri antisismici moderni, preveda una perdita attesa annua rispettivamente pari a 0.55% e 0.90% del costo di sostituzione.

Un approccio semplificato basato su concetti di *Displacement Based Assessment*, sviluppato con il proposito di rendere queste logiche applicabili nella pratica, ha dato risultati simili (Sullivan and Calvi, 2011; Welch et al., 2012).

Va sottolineato, tuttavia, che l'interesse principale è qui focalizzato su edifici non progettati secondo codici moderni, per i quali le incertezze sono più rilevanti ed è logico attendersi ben più elevate perdite annuali attese.

**2. Incertezze nella valutazione del rischio**

**2.1 Probabilità nella stima delle prestazioni attese**

Un quadro di riferimento comunemente accettato per includere le incertezze nella valutazione del rischio sismico, è definito nel progetto SAC e le formulazioni da esso derivate sono contenute in documenti FEMA e ATC. La formulazione essenziale può essere rappresentata dal seguente integrale triplo:

$$\lambda[DV|D] = \iiint p[DV|DM,D]p[DM|EDP,D] \cdot p[EDP|IM,D]\lambda[IM|D] dIM dEDP dDM \quad (1)$$

e può apparire complessa e non applicabile a problemi pratici, mentre si tratta di una rappresentazione formale sintetica delle quattro fasi comunemente applicate per la stima delle prestazioni attese (analisi della pericolosità, analisi strutturale, stima del danno, stima delle perdite) considerando per ciascuna di esse le relative incertezze epistemiche e aleatorie, come illustrato in Figura 1.

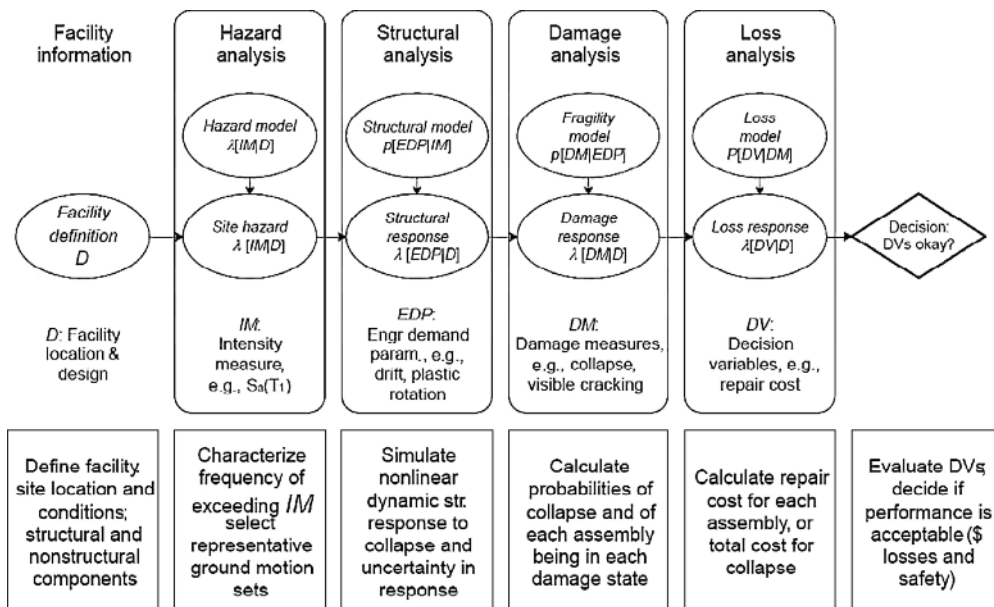


Figura 1 Metodo PEER per stimare le perdite in un contesto probabilistico (Porter et al. 2002 e Haselton et al., 2007).

## 2.2 Parametri di riferimento e analisi di pericolosità

Lo scopo di un'analisi di pericolosità è stimare una misura dell'intensità del moto sismico atteso in funzione della probabilità di superamento annua, ovvero di periodo medio di ritorno. Un parametro comunemente utilizzato a tal fine è l'accelerazione di picco al suolo (PGA), eventualmente associata a forme spettrali che consentano un'immediata stima delle accelerazioni della struttura.

Poiché è stato chiarito che gli spostamenti sono più rilevanti delle accelerazioni in relazione a stime di prestazioni, sembrerebbe razionale utilizzare invece spettri di risposta agli spostamenti, teoricamente peraltro derivabili dalla nota relazione tra uno spettro di pseudo-spostamento ed uno di pseudo-accelerazione:  $\Delta_{(T)} = (T/2\pi)^2 S_{A(T)}$ .

In realtà, poiché lo spostamento di picco e il periodo di vibrazione ad esso associato sono fortemente influenzati dalla parte dello spettro in accelerazione con periodi elevati, dove le accelerazioni sono basse e di conseguenza più facilmente affette da errori rilevanti.

La discussione ci porterebbe lontano e non è fondamentale in questo contesto, limitiamoci dunque ad osservare che l'approccio standard per definire il parametro di intensità sismica è chiamato PSHA (*Probabilistic Seismic Hazard Assessment*), ed è basato sull'analisi di tutti gli eventi sismici che potrebbero generare uno scuotimento significativo al sito in esame, in funzione di probabilità di superamento, magnitudo attesa, leggi di attenuazione.

In contesti applicativi, la PSHA è applicata alla definizione della PGA attesa con determinati periodi di ritorno, da usare per "scalare" forme spettrali definite nelle norme. È ovvio che in questo modo lo spettro risultante non può essere considerato a "probabilità uniforme", poiché in realtà anche le forme spettrali cambiano in funzione del periodo di ritorno e del sito considerato. Indipendentemente dalla procedura usata per calcolare la PGA e la forma spettrale per un dato periodo di ritorno in un sito, le strutture saranno alla fine soggette ad uno specifico evento sismico, di cui è ignoto il reale periodo di ritorno, e che indurrà determinati livelli di prestazione e di danno.

Come è stato più volte discusso anche su questa rivista, tentare di valutare la correttezza di un'analisi di pericolosità sulla base di un solo evento, ex post, è completamente irrazionale (Crowley et al., 2009; Iervolino, 2012; Stucchi et al., 2012). In effetti, è del tutto ovvio che terremoti di bassa magnitudo (e.g.: M5), con un basso potenziale di danno, siano attesi con frequenza più alta rispetto ad altri con magnitudo elevate (e.g.: M7). Conseguentemente, spettri prodotti per un periodo di

ritorno breve o per un periodo di ritorno più lungo in aree a bassa sismicità risulteranno essere dominati da "piccoli" terremoti. In molte zone sismiche (per esempio in Italia) la pericolosità è dominata da eventi ravvicinati ed i terremoti con magnitudo molto elevata sono normalmente probabilisticamente rilevanti così come eventi lontani. Tuttavia, nel caso in cui si verifichi un evento di magnitudo M7 è probabile che alcuni edifici si trovino vicini all'epicentro ed è possibile che nell'analisi PSHA l'azione prodotta da un forte evento vicino avesse probabilità così bassa da essere troncata e non considerata ai fini applicativi. Poiché d'altra parte è poco probabile che un edificio sia sottoposto ad un numero significativo di eventi sismici rilevanti nel corso della sua vita, rispondendo con diversi livelli prestazionali a ciascun evento, quando si verifica un terremoto di forte intensità, è probabile che alcune strutture vicine all'epicentro siano colpite da azioni molto più grandi di quelle considerate in fase di progettazione, per le quali era previsto un determinato periodo di ritorno.

Una possibile soluzione (teorica) per risolvere questo problema è stata proposta da Malhotra (2008), che ha suggerito di adottare un *criterio aggregato*, anziché focalizzato ad un determinato sito.

Altre soluzioni, più radicali e probabilmente più efficaci e semplici da applicare, sono basate su combinazioni di analisi di pericolosità e di costi-benefici al fine di assegnare direttamente la resistenza per cui progettare un edificio, senza che il progettista debba considerare in modo esplicito la pericolosità dell'area (Crowley et al., 2012). Questo approccio è in una fase di sviluppo del tutto preliminare, ma sembra promettente e presenta alcune somiglianze concettuali con la filosofia di consolidamento discussa più avanti in questo articolo.

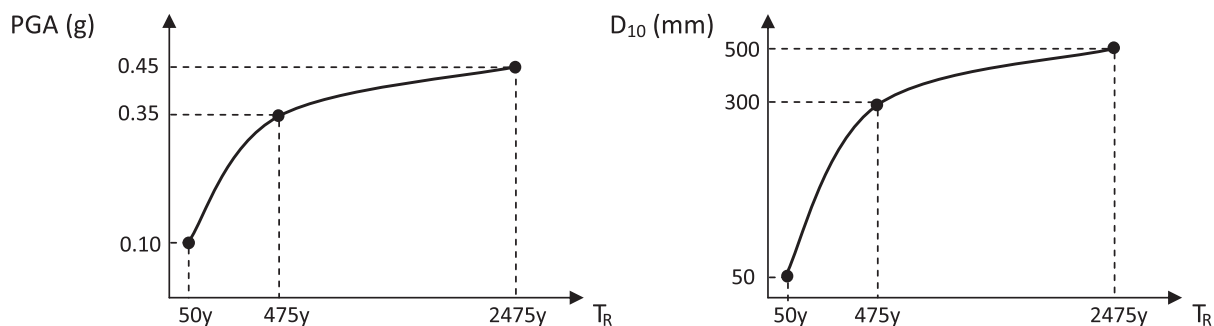
Poiché l'obiettivo principale di questo studio è quello di discutere criteri alternativi su cui basare scelte operative per il consolidamento, nel seguito si assumeranno come possibili parametri di intensità la PGA e lo spostamento spettrale relativo a un periodo di 10 secondi ( $D_{10}$ ) (Figura 2). Il loro valore medio sarà definito in funzione del periodo di ritorno, e ad ogni valore saranno associate una forma spettrale e una misura di dispersione. La forma dello spettro in spostamento assumerà un forma bi-lineare, caratterizzata dal solo valore a 10 secondi.

## 2.3 Analisi Strutturale

### 2.3.1 Obiettivi e scelte

L'obiettivo dell'analisi strutturale è di ottenere parametri ingegneristici di domanda e di capacità in funzione dei parametri di pericolosità.

Come discusso al punto 1.3, il parametro più rilevante per la valutazione del danneggiamento



(la fase successiva) può essere considerato il valore della domanda di spostamento relativo interpiano (*drift*), sia per la stima del danno non-strutturale (direttamente) che del danno strutturale (stimando le domande di curvatura e di deformazione degli elementi, e il possibile raggiungimento di limiti di collasso locale, derivati da analisi di capacità). Parametri meno importanti sono la PGA, già nota dall'analisi di pericolosità, e una stima delle accelerazioni ai piani (sui quali, modelli piuttosto inadeguati sono attualmente raccomandati in molte normative, si veda Sullivan et al., 2012).

Mentre è sostanzialmente accettato che curve di capacità e forme di spostamento associate a diversi punti delle curve possano essere ottenuti con analisi statiche non-lineari (*pushover*), esistono opinioni discordanti sulle procedure più appropriate per la valutazione delle domande corrispondenti a scuotimenti con diverso periodo di ritorno.

### 2.3.2 Valutazioni basate sulle forze

La valutazione della sicurezza sismica è stata tradizionalmente basata sul confronto fra capacità e domanda di taglio alla base, dedotta dallo spettro in accelerazione assumendo un periodo di vibrazione ed un fattore di riduzione della forza (*fattore di struttura*). Entrambi i parametri possono essere calcolati con approcci più o meno sofisticati, per esempio usando equazioni empiriche per determinare il periodo di vibrazione e valutando il fattore di struttura in funzione della tipologia di edificio, ovvero ricavando entrambi da un'analisi a *pushover*, possibilmente includendo la valutazione di possibili modi di rottura fragile degli elementi che comportano il termine dell'analisi.

In questo ultimo caso una procedura di valutazione basata sulla forza può fornire risultati attendibili, sebbene limitati ad uno specifico livello prestazionale, per esempio la probabilità di raggiungere lo stato limite di collasso, senza quindi sfruttare appieno il potenziale dei risultati di analisi complesse.

Questa considerazione si applica anche al caso di analisi non lineari nel tempo (*NLTH*), che richiedono, per la valutazione di diversi livelli

prestazionali, la produzione di diversi insiemi di accelerogrammi, uno per ciascuno dei periodi di ritorno considerati per lo scuotimento, ottenendo per ciascuno un valore medio di domanda da confrontare con valore medio di capacità. È chiaro che potrebbe risultare che alcuni accelerogrammi di un sistema inducano il superamento della prestazione ed altri no. In tal caso non è affatto ovvio come si debba comportare un ingegnere, che potrebbe avere difficoltà a passare ad approcci di natura probabilistica. Nel seguito si farà riferimento ad approcci di natura deterministica, lasciando ad altri contesti un'estensione ad ambiti probabilistici.

Il fatto che valutazioni basate sulle forze portino in generale a risultati limitati a confronti successo/fallimento non deve sorprendere, una volta considerato che parametri di spostamento, fondamentali per la valutazione del danno atteso, non vengono sostanzialmente presi in considerazione.

### 2.3.3 Valutazioni basate sugli spostamenti

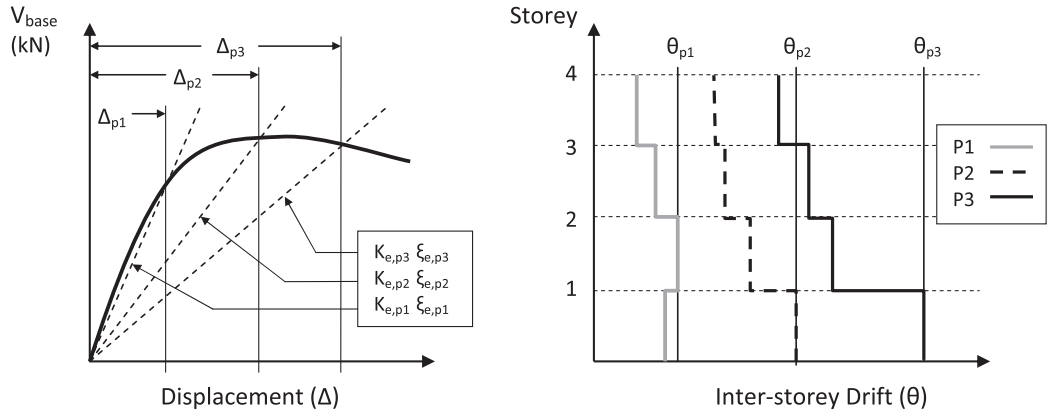
Considerazioni sull'applicazione di metodi basati sugli spostamenti (*displacement based design*) per la valutazione degli edifici, sono state pubblicate negli anni novanta (Priestley and Calvi (1991), Priestley (1997), Calvi (1999)) mentre una presentazione più sistematica, è più recente (Priestley et al., 2007). L'utilizzo di concetti probabilistici nelle valutazioni basate sugli spostamenti è in fase di studio (Sullivan and Calvi, 2011; Welch et al., 2012).

Una previsione deterministica delle prestazioni può essere fatta come segue:

1. Eseguire una valutazione della capacità dell'edificio, elaborando una curva di risposta di tipo *pushover* ed una serie di profili di spostamento, possibilmente espressi in termini di *drift* di piano, associati a specifici valori di spostamento  $\Delta_{pn}$  (si veda la Figura 3). Ogni valore di spostamento è associato ad una determinata "prestazione" e determina una rigidità equivalente ( $K_{pn}$ ) e uno smorzamento equivalente, stimato in funzione della corrispondente duttilità ( $\xi_{e,pn} \approx 0.05 + 0.5 (\mu - 1) / \mu \tau$ ).
2. Eseguire una valutazione della domanda (si

Figura 2  
Esempio di rappresentazione schematica di PGA (sinistra) e  $D_{10}$  (destra) attesi per un certo sito in funzione del periodo di ritorno dello scuotimento. Si noti che in generale  $D_{10}$  varia più della PGA.

Figura 3  
Valutazione della risposta:  
curva di pushover (sinistra) e  
drift di piano corrispondenti  
(destra).



veda la Figura 4) producendo una serie di spettri in spostamento in funzione di diversi valori di  $D_{10}$  (e conseguentemente di diversi periodi di ritorno dello scuotimento) e di diversi fattori di riduzione dello spostamento in funzione dello smorzamento equivalente ( $R_{\xi} = (7/2 + \xi)^{0.5}$ ). Chiaramente, gli effetti di amplificazione locale dovrebbero essere inclusi nello spettro.

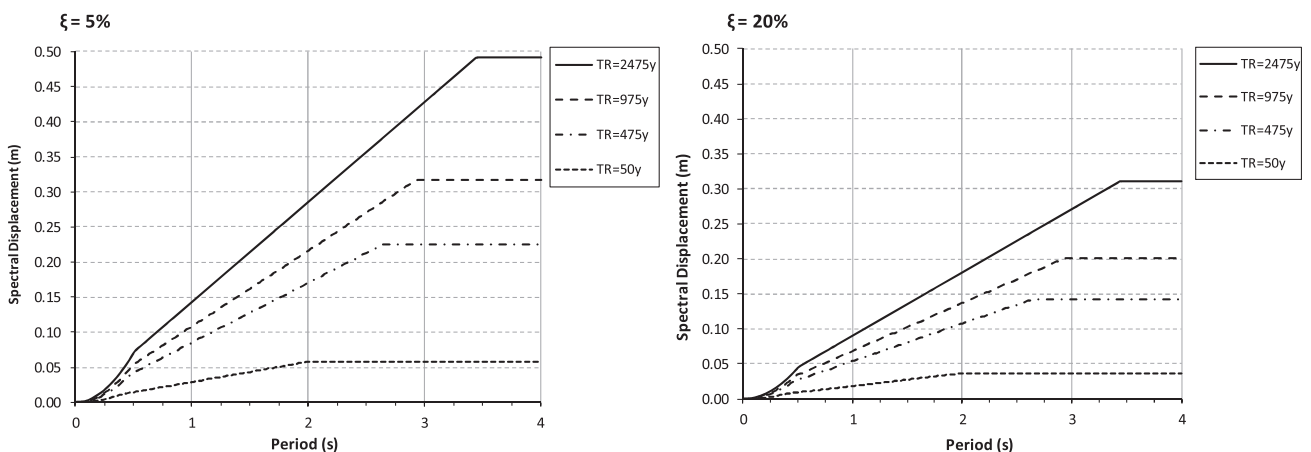
Selezionare lo spettro caratterizzato da uno smorzamento equivalente stimato sul quale è collocato il punto corrispondente a  $\Delta_{pn}$  e  $K_{pn}$ . Ogni livello prestazionale risulta quindi associato a uno specifico periodo di ritorno. Nel caso di rotture fragili, diversi livelli prestazionali possono risultare associati al medesimo periodo di ritorno.

2.3.4 Possibili variazioni discrete del rapporto domanda/capacità

È interessante notare come valutazioni basate sugli spostamenti, come qui illustrate, siano guidate dalla risposta della struttura. In altre parole, mentre la domanda tipica cui rispondere nell'ambito di valutazioni di prestazioni sismiche è "quale sarà la risposta della struttura ad un dato scuotimento", in questo contesto la domanda appropriata è "quale sarà lo scuotimento che indurrà una determinata prestazione". Quella

che potrebbe sembrare una distinzione accademica, è al contrario un cambiamento efficace e pratico del punto di vista. La descrizione della pericolosità è infatti normalmente rappresentata da curve regolari e continue, mentre la descrizione delle prestazioni strutturali presenta in generale "salti" importanti, per esempio in corrispondenza di eventi che comportino significative variazioni di rigidezza ovvero quando si determinino situazioni di collasso locale o globale. Conseguentemente, la scelta a priori di determinati valori del periodo di ritorno dello scuotimento può comportare la selezione di punti poco convenienti nel grafico prestazionale, in prossimità di "salti" che potrebbero comportare importanti variazioni del livello di sicurezza stimato con piccole variazioni del periodo di ritorno dello scuotimento. Ovviamente queste considerazioni risultano meno rilevanti in un contesto probabilistico, in cui diversi livelli prestazionali possono corrispondere a diverse registrazioni, tutte peraltro coerenti con un unico periodo di ritorno assunto per lo scuotimento. In sostanza, mentre la definizione di un dato periodo di ritorno o di una data probabilità annuale di superamento è del tutto convenzionale, e di conseguenza irrilevante, l'associazione di prestazioni e specifici fenomeni fisici è possibile e auspicabile.

Figura 4  
Valutazione della domanda:  
esempi di spettri in  
spostamento in funzione del  
periodo di ritorno dello  
scuotimento per valori  
diversi di smorzamento  
equivalente (coerenti con le  
attuali norme italiane, si  
notino i diversi valori di  $D_{10}$   
ed i corrispondenti "corner  
periods").



Questo concetto si applica in modo assai più esteso al problema delle scelte da effettuare in merito a possibili interventi alternativi di consolidamento, poiché le risorse economiche necessarie per raggiungere determinate prestazioni possono cambiare con salti discreti di notevole ampiezza. Come si discuterà successivamente, la selezione delle prestazioni richieste alla struttura consolidata non può essere razionalmente definita senza tenere in conto le discontinuità che caratterizzano una specifica funzione costi e benefici.

### 2.3.5 Livello di conoscenza dei materiali, geometria e dei dettagli

Nei moderni codici normativi è spesso definito esplicitamente un legame tra il livello di conoscenza della struttura da valutare ed i fattori di confidenza da applicare per ottenere un certo livello di sicurezza. La logica è chiara e razionale: se un progettista è più sicuro sulla risposta attesa, può applicare fattori di confidenza più piccoli. In generale, il livello di confidenza è espresso in funzione del tipo di analisi (trascu- rando il fatto che talvolta analisi più accurate non implicano una più elevata fiducia nei risultati) e dei dati disponibili sulla geometria, sui dettagli e sulle proprietà dei materiali.

Questo è esattamente il punto che desidero brevemente discutere: la confidenza circa la risposta attesa non è necessariamente funzione del numero di prove sperimentali sui materiali e sul terreno.

La valutazione della qualità e del numero di indagini da eseguire dovrebbe essere guidata e giustificata da valutazioni preliminari della risposta sismica e dalle scelte cui si orienta il consolidamento, piuttosto che genericamente imposta da un documento normativo. Per esempio, nel caso in cui si ipotizzi di aggiungere un sistema di setti in una struttura a telaio, si dovrebbe focalizzare l'attenzione sulla compatibilità degli spostamenti e sulla resistenza dei diaframmi di piano, mentre nel caso in cui si ipotizzi l'inserimento di un

sistema di isolamento alla base, la resistenza a taglio da verificare corrisponde essenzialmente al valore trasmesso dai dispositivi di isolamento.

Un caso particolare da considerare è quello delle strutture che sono state sottoposte ad un evento sismico, nel caso in cui sia disponibile qualche valutazione sul livello di scuotimento e sulla corrispondente risposta strutturale. È chiaro che si tratta di "dati sperimentali" reali, e come tali particolarmente affidabili. Anche se dedurre relazioni forza-spostamento per ogni singolo elemento strutturale potrebbe essere un esercizio difficile e non necessariamente affidabile, esistono casi in cui qualche parametro globale potrebbe essere ricavato e proficuamente utilizzato. Si consideri per esempio, un caso in cui la capacità a taglio minima del sistema terreno-fondazione possa essere derivata da una valutazione storica della domanda sismica (come nel primo caso discusso nella sezione 4.6). Il possibile utilizzo di forme di *back analysis* non si limita a eventi recenti noti, e può essere uno strumento per la progettazione di interventi di consolidamento, non necessariamente limitati ai problemi sismici (Nascimbene et al., 2012).

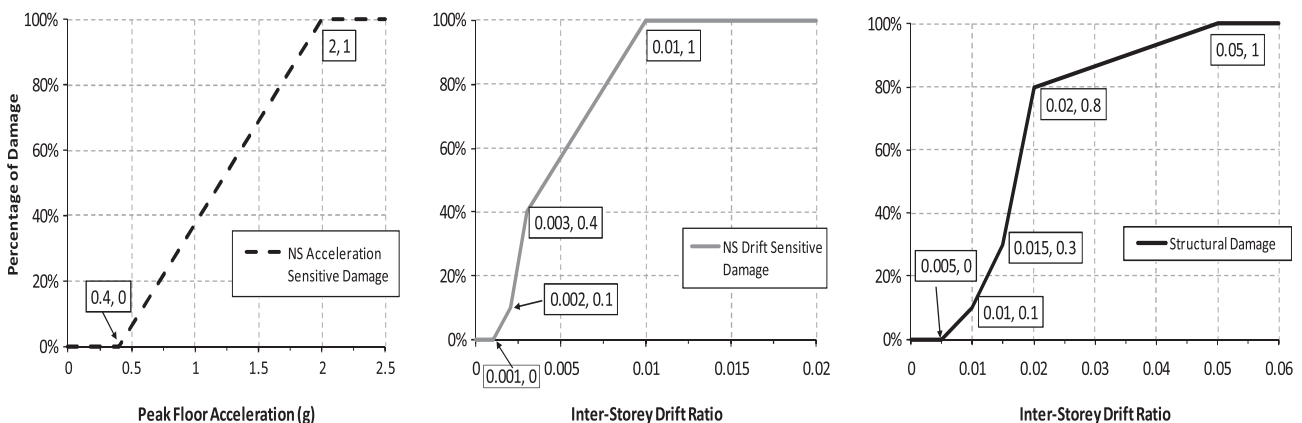
### 2.4 Stima del danno

L'obiettivo di un'analisi del danno atteso è associare i parametri di risposta (ad esempio, come discusso in precedenza, spostamenti e accelerazioni di piano) a stime del danno atteso. Discussioni dettagliate sul tema si trovano nei lavori di Mitrani-Reiser (2007) e Ramirez e Miranda (2009).

Poiché lo scopo di questo lavoro è discutere scelte e criteri di consolidamento, per semplificare si assumerà una separazione tra i danni non-strutturali e quelli strutturali, associando i primi agli spostamenti interpiano, per una quota dell'80%, e alle accelerazioni di piano, per una quota del 20%, e di associare i secondi al solo spostamento interpiano, includendo la valutazione delle rotture fragili degli elementi.

Come illustrato in Figura 5, si assumerà che il

Figura 5  
Ipotesi sul danno non strutturale associato all'accelerazione di piano (sinistra, peso 20%), sul danno non strutturale associato al drift (centro, peso 80%), e sul danno strutturale associato al drift (destra, si noti che questo grafico termina a qualsiasi valore di drift per il quale si determini una rottura fragile).



danno non strutturale associato al drift inizi per valori di drift dello 0.2%, fino a raggiungere un livello di danno del 50% per valori di drift dello 0.5% e di essere completo (cioè un danno del 100%) per un valore di drift pari all'1%. La parte del danno non strutturale associata all'accelerazione di piano ( $S_{af}$ ) è ipotizzato abbia inizio per valori di  $S_{af}$  pari a 0.4 g fino ad essere completo (100%) per  $S_{af} = 2$  g.

Si assumerà che il danno strutturale vari come mostrato in Figura 5, fino ad un valore del 100% per drift del 5%, a condizione che non si verifichino rotture fragili per valori di drift più bassi, nel qual caso il danno viene immediatamente assunto pari al 100%.

Queste ipotesi sono essenzialmente coerenti con quanto disponibile in letteratura, è tuttavia chiaro che possono essere facilmente modificate senza perdere generalità e che è altresì possibile associare ai dati stime di incertezza al fine di passare a valutazioni di tipo probabilistico.

Si noti che un valore di danno non strutturale pari a 1 non implica necessariamente il collasso completo di tutti gli elementi strutturali, ma piuttosto che il costo di riparazione non strutturale sarà equivalente alla completa sostituzione.

### 2.5 Stima delle perdite

Nell'ambito delle valutazioni sismiche basate sulle prestazioni, l'obiettivo dell'analisi delle perdite è calcolare i probabili costi di riparazione per ogni stato di danno di interesse, come discusso al paragrafo precedente.

In estrema sintesi, questo potrebbe essere ottenuto assumendo che i costi di riparazione siano proporzionali al danno, per esempio associando il 75% del valore dell'edificio alle componenti non strutturali ed il 25% alle strutture.

Anche in questo caso, queste ipotesi possono essere modificate, elaborate e gli aspetti probabilistici possono essere inclusi senza perdere generalità.

In questo contesto, l'attenzione sarà focalizzata al costo associato a diverse tecniche di consolidamento ed al loro confronto con la riduzione nei costi di riparazione attesi, al fine di ottenere valutazioni costi-benefici adatte ad orientare le scelte per i criteri di consolidamento.

## 3. Criteri di Adeguamento Sismico

### 3.1 Verifiche di resistenza

Analogamente a quanto è stato discusso con riferimento alle verifiche dell'esistente, gli interventi di rinforzo sono tipicamente progettati verificando che la resistenza di ciascun elemento sia maggiore dell'azione risultante sull'elemento, determinata applicando l'azione sismica di progetto.

La procedura tipica è perciò articolata sui passi seguenti:

1. Definire l'azione sismica di progetto, spesso considerando lo stesso scuotimento utilizzato per la progettazione di nuovi edifici;
2. Analizzare la struttura, valutando, per ogni elemento strutturale, domanda e capacità in termini di forza;
3. Progettare un intervento di adeguamento per ogni elemento per il quale la domanda è maggiore della capacità;
4. Analizzare nuovamente la struttura, verificando che tutti gli elementi abbiano capacità superiore alla domanda;
5. Se ciò non è verificato tornare al punto (3).

È chiaro che la procedura può essere poco efficace e richiedere diverse iterazioni, quando il rinforzo di alcuni elementi cambi la gerarchia delle resistenze, innescando possibili collassi in elementi precedentemente protetti. Si consideri ad esempio il caso in cui la prima analisi indichi la formazione di un piano debole al livello più basso. Il rinforzo delle zone critiche delle colonne, potrebbe indurre la formazione di un piano debole al secondo livello, e così via.

Chiaramente, non c'è alcuna ragione per la quale un buon progettista non dovrebbe concepire un intervento più razionale e completo in base ai risultati ottenuti dalla prima analisi, dopo il punto (2), applicando intuizione ed esperienza. Questo, tuttavia, non può essere considerata una "procedura".

Si noti inoltre come procedimento di questo tipo sia orientato alla sola risposta strutturale, senza prendere in considerazione il livello di danno degli elementi non-strutturali, che pure potrà risultare ridotto, aumentando la resistenza strutturale. Poiché è riconosciuto che il danno non-strutturale è essenzialmente legato alla domanda di drift, una verifica prestazionale implica un controllo dei valori drift a tutti i piani della struttura rinforzata, con possibili necessità di ulteriori misure di consolidamento e verifiche iterative.

### 3.2 Verifiche in spostamento

Allo stato attuale della pratica, l'applicazione di approcci agli spostamenti per l'adeguamento strutturale richiede in primo stadio la definizione di una serie di spettri in spostamento, come mostrato nella Figura 4, e la definizione di alcune prestazioni richieste in termini di spostamento limite (normalmente determinate da valori di drift) per ogni periodo di ritorno di ciascun livello di scuotimento.

L'edificio da consolidare sarà stato preventivamente oggetto di valutazione, e di conseguenza saranno note curve di pushover e profili di spostamento associati, come illustrato in Figura 3. A questo punto, il giudizio ingegneristico ed inge-



gnosità dovrebbero essere applicati per definire un intervento di rinforzo da valutare producendo una nuova serie di curve di capacità.

Questo approccio è molto attraente, essenzialmente per l'immediata identificazione dei potenziali modi di danno e collasso, per la stima della risposta globale e degli effetti su di essa delle scelte di consolidamento. Tuttavia, anche in questo caso ci sono almeno due aspetti che non sono soddisfacenti: (i) gli obiettivi dell'intervento sono ancora basati su prestazioni convenzionali, definite dalle norme, senza prendere in considerazione alcun tipo di analisi costi/benefici, e (ii) anche in questo caso non si tratta di una "procedura" e non sono fornite indicazioni circa possibili combinazioni di misure progettuali atte a modificare la risposta attesa.

## 4. Scelte alternative per il consolidamento strutturale

### 4.1 Introduzione

In questa sezione sarà presentata una breve panoramica delle possibili misure di consolidamento.

Lo scopo è di evidenziare gli effetti relativi, senza alcun tentativo di presentazioni complete e approfondite. Le scelte possibili da considerare sono schematicamente suddivise in tre categorie: la modifica dei modi di danno e collasso (e.g.: Elnashai e Pinho, 1998; Thermou et al., 2007), l'introduzione di sistemi di isolamento (e.g.: Filiatrault e Christopoulos, 2006), la riduzione della domanda di spostamento attraverso l'introduzione di dissipatori o di masse accordate (Sadek, 1997).

L'artificiosità della classificazione verrà peraltro mostrata presentando due esempi nei quali tutte le misure sono combinate per ottenere una progettazione migliore.

Un secondo aspetto importante è un tentativo di indicare i livelli di costo associati a ciascuna scelta progettuale, al fine di disporre di un quadro che consenta una discussione concettuale

circa le basi razionali da adottare per le scelte sul consolidamento sismico. Tutti i costi indicati devono essere considerati come un ragionevole esercizio accademico, il cui scopo è quello di permettere una discussione del procedimento.

## 4.2 Modifica dei modi di danno e collasso

### 4.2.1 Consolidamento degli elementi

Una strategia di base atta a migliorare la risposta sismica di un edificio conta sull'applicazione del principio del capacity design per eliminare tutte le possibili fonti di rottura fragile. Tale logica può implicare l'incremento della resistenza di alcuni elementi selezionati, per favorire i modi di danneggiamento duttile. Per esempio, è tipico incrementare la resistenza a taglio dei pilastri e delle travi per favorire i modi di rottura flessionali, incrementare la resistenza dei nodi trave-pilastro, incrementare la resistenza flessionale dei pilastri per spostare la formazione delle cerniere plastiche nelle travi. Quest'ultimo intervento non ha lo scopo di evitare collassi fragili, ma di prevenire la formazione di piani deboli. In alcuni casi (forse accademici) è stato suggerito l'indebolimento di modi duttili piuttosto del rafforzamento di quelli fragili.

Queste tipologie di intervento tendono a modificare in modo significativo l'ultima parte della curva pushover (ed i profili di spostamento ad essa associate), incrementando la capacità di spostamento della struttura, ma potrebbero avere effetti trascurabili sulla prima parte della curva (il cambiamento della rigidezza fino allo snervamento non è significativo) e sulla resistenza a snervamento (poiché, in generale, i modi di rottura a taglio e a flessione hanno resistenze simili).

Interventi tipici sono basati sull'utilizzo di involucri esterni che avvolgono l'elemento o parte di esso, utilizzando fibre di carbonio o di vetro, piastre in acciaio o strati sottili di cemento armato (Figura 6). È ovvio che il costo per il rinforzo di un elemento varia notevolmente in fun-

Figure 6  
Esempi di confinamento con fibre di carbonio per incrementare la resistenza a taglio di un pilastro (sinistra, costo pari a circa 810 € per elemento), rivestimento in acciaio per lo stesso scopo (centro, costo pari a circa 650 €/elemento), getto di calcestruzzo per incrementare la resistenza sia a taglio sia flessionale (destra, costo pari a circa 400 €/elemento).



zione della geometria e della tecnica applicata. Tuttavia, analizzando un ampio numero di casi, è stato stimato che un costo medio, utilizzabile in via approssimata, è pari a circa 200 € per metro lineare di trave o di pilastro.

Si può anche assumere che la quantità media di elementi lineari in una struttura intelaiata in cemento armato valga circa 0.14 m per metro cubo di costruzione (questo calcolo deriva dall'assunzione di una struttura con travi in entrambe le direzioni con luce di 6 m e con pilastri alti 3 m:  $(6 + 6 + 3) / (6 \times 6 \times 3) = 0.14$ ).

Chiaramente entrambi i valori devono essere considerati come valori medi di prima approssimazione, ai quali potrebbero essere associati valori di dispersione per passare a valutazioni probabilistiche.

Se è ipotizzata o calcolata la percentuale degli elementi da consolidare, è possibile stimare il costo totale dell'intervento strutturale:

$$\begin{array}{c}
 \text{Costi di} \\
 \text{intervento} \\
 \text{[€]} \\
 \\
 = \\
 \\
 \text{Percentuale di} \\
 \text{elementi da} \\
 \text{consolidare [\%]} \\
 \\
 \times \\
 \\
 \text{Costi di consolidamento} \\
 \text{per unità di lunghezza} \\
 \text{[200€/m]} \\
 \\
 \times \\
 \\
 \text{Lunghezza di elementi} \\
 \text{per unità di volume} \\
 \text{dell'edificio [0.14 m/m}^3\text{]} \\
 \\
 \times \\
 \\
 \text{Volume} \\
 \text{dell'edificio [m}^3\text{]}
 \end{array}$$

Come mostrato nelle immagini, importanti interventi non-strutturali devono essere affrontati in prossimità degli elementi da consolidare. Il costo relativo è assunto in 100 €/m<sup>3</sup>, tale valore è calcolato sul volume dell'edificio e ponderato sulla percentuale degli elementi da consolidare.

#### 4.2.2 Incremento locale della capacità di deformazione

Ipotizzando che tutti i possibili modi di rottura fragile siano stati eliminati dall'appropriata applica-

zione di principi di gerarchia delle resistenze, la capacità in spostamento della struttura può essere limitata da una insufficiente capacità in termini di curvatura (e quindi di rotazione) delle sezioni critiche di pilastri e travi. Un'insufficiente capacità rotazionale dei pilastri può essere critica nel caso di formazione di un piano debole, ovvero esclusivamente alla base. Si noti che un meccanismo di piano debole non è sempre inaccettabile, ma dipende dalla capacità di rotazione di piano (considerando anche gli effetti del secondo ordine) e dalla corrispondente capacità di spostamento globale.

L'incremento della capacità di curvatura è normalmente ottenuto con misure di confinamento, atte ad evitare l'instabilizzazione delle barre e ad incrementare la capacità di deformazione in compressione del calcestruzzo. Anche in questo caso si usano fibre o elementi in acciaio, applicate alle sole zone critiche degli elementi. Gli effetti su resistenza e rigidezza sono trascurabili e risulta ancora modificata solo l'ultima parte della curva di pushover.

Il costo per elemento strutturale è inferiore, ma dello stesso ordine di grandezza, di quello discusso nel punto precedente. Ai fini di considerazioni su rapporti costi/benefici non si faranno distinzioni tra i due tipi di intervento.

#### 4.2.3 Inserimento di elementi aggiuntivi

Un approccio concettualmente diverso si basa sull'inserimento di elementi aggiuntivi che reagiscano alle azioni orizzontali, utilizzando normalmente controventi in acciaio (Figura 7) o setti in calcestruzzo (eventualmente ottenuti dal consolidamento dei pannelli in muratura, Figura 8), che possono essere inseriti all'interno o all'esterno dell'edificio.

Se il sistema di reazione primario dell'edificio originale è costituito da setti, lo scopo potrebbe essere quello di incrementare la resistenza e la rigidezza e di regolarizzare la risposta torsionale, riducendo perciò il danno atteso anche per basse domande in spostamento.

Se il sistema originale della struttura è basato su telai, l'introduzione di elementi molto più rigidi potrebbe cambiare completamente la risposta, giungendo al caso limite in cui il telaio originale potrebbe dare un contributo trascurabile, e l'unico requisito fondamentale sarà che la capacità in spostamento del telaio sia superiore rispetto alla domanda associata alla risposta del nuovo sistema a pareti.

In ogni caso due aspetti devono essere valutati attentamente: la capacità delle fondazioni corrispondenti alle nuove pareti e la capacità dei diaframmi orizzontali di trasmettere le azioni nel piano, globalmente e localmente.

Per stimare il costo medio di questo tipo di intervento, si suppone di trascurare il contributo



Figura 7  
Esempi di inserimento di controventi in acciaio internamente o esternamente alla struttura (in alto).



Figura 8  
Esempio di consolidamento di muri esistenti in muratura (sinistra) o inserimento di muri in calcestruzzo armato (destra) (in basso).

della struttura esistente nella risposta alle azioni orizzontali. Si assume quindi che siano necessarie pareti con profondità totale di 6 m (e 250/300 mm in spessore) per una superficie media di edificio 100 m<sup>2</sup>, in entrambe le direzioni e che il costo totale del calcestruzzo, compreso armatura e casseri, sia di 600 €/m<sup>3</sup>. Il costo totale delle sole pareti per metro cubo di edificio sarà circa pari a 10 €/m<sup>3</sup>. A questo importo potrebbe essere necessario aggiungere la somma per il rinforzo dei diaframmi di piano, se effettuato, che potrebbe essere dello stesso ordine di grandezza (35 €/m<sup>2</sup> o 10 €/m<sup>3</sup>) e il costo di rimozione e sostituzione dei materiali di finitura non-strutturale, certamente necessario quando i setti sono inseriti internamente o quando è necessario il rinforzo dei solai. Questo costo potrebbe essere dell'ordine dei 100 €/m<sup>2</sup> o 30 €/m<sup>3</sup>. Il costo necessario per la realizzazione di controventi in acciaio è simile a quello stimato per la realizzazione dei setti in cemento armato.

### 4.3. Introduzione ai sistemi di isolamento sismico

#### 4.3.1 Protezione delle strutture esistenti

L'inserimento di un sistema di isolamento sismico, alla base o a una certa altezza dell'edificio, può essere un intervento decisivo per migliorare le prestazioni dell'edificio. Il taglio massimo trasmesso dal sistema corrisponde essenzialmente alla sua capacità (si veda, come riferimento generale, Filiatrault and Christopoulos, 2006). Come esempio, si supponga di utilizzare dispositivi scorrevoli a superficie curva: il

taglio massimo è essenzialmente governato dal valore dell'attrito di primo distacco (*stick-slip*), normalmente dell'ordine di due volte l'attrito dinamico (Calvi et al., 2010). Utilizzando dispositivi con attrito dinamico compresi nell'intervallo tra 3 e 5%, è probabile che la massima forza di taglio alla base dell'edificio sia compresa tra 6 e 10% della gravità. Per scuotimenti che non inducono questo livello di accelerazione, la struttura risponde come se non fosse isolata, mentre per qualsiasi valore di accelerazione superiore la differenza di taglio alla base, e di conseguenza la domanda in termini di drift ai piani dell'edificio, sarà marginale.

La conseguenza è che per eventi molto frequenti, gli effetti del sistema di isolamento saranno trascurabili, ma il danno associato è normalmente di modesta entità, mentre per forti incrementi dello scuotimento il danno continuerà ad essere modesto, ovviamente a condizione che la capacità in spostamento del sistema di isolamento non venga superata.

#### 4.3.2 Procedure per l'introduzione di dispositivi di isolamento

Tra i problemi da affrontare per isolare una struttura esistente occorre considerare le modalità di inserimento degli apparecchi e la compatibilità degli spostamenti relativi tra la parte isolata e la parte non isolata, incluse, ovviamente gli impianti collegati ad entrambe le parti.

Esistono casi in cui la presenza di cavedi tra struttura interrata e muri di sostegno esterni permette semplicemente di tagliare i pilastri ed inserire gli isolatori (Figura 9); in altri casi è possibile creare una fondazione indipendente, even-



Figura 9  
Esempi di introduzione di un isolatore: (9a) taglio del pilastro, (9b) supporto temporaneo, (9c) configurazione finale (costo pari a circa 150 € per metro quadrato di superficie in pianta dell'edificio per gli interventi strutturali, che potrebbero raddoppiarsi a circa 300 €/m<sup>2</sup> se si considerano le misure addizionali richieste)(in alto).

Figura 10  
(10a e b) Sollevamento dell'edificio sulle nuove fondazioni e (10c) inserimento dei dispositivi di isolamento (costo di circa 1200 € per metro quadrato di superficie in pianta dell'edificio)(in basso).

tualmente su pali, e di sollevare l'intero edificio per inserire i dispositivi di isolamento tra le vecchie e le nuove fondazioni (Figura 10).

La spesa da affrontare per questo tipo di intervento può quindi variare molto significativamente in funzione del caso in esame e dall'ingegnosità della soluzione. Si consideri per esempio che il taglio di un pilastro alla base, a metà o in sommità, cambierà completamente il diagramma del momento flettente generato dalla stessa forza di taglio, e conseguentemente potrà indurre la necessità di rinforzare il pilastro stesso o altre parti della struttura. Si consideri altresì che utilizzando dispositivi con unica o doppia superficie di scorrimento, ovvero, nel primo caso, posizionando la concavità verso l'alto o verso il basso si modificano gli elementi sui quali il movimento relativo indurrà un momento flettente dovuto alla eccentricità delle reazioni verticali.

In generale, il costo globale è proporzionale alla superficie in pianta dell'edificio, piuttosto che al suo volume, e potrebbe essere valutato a circa 1200 €/m<sup>2</sup> per i casi più complessi, incluso il sollevamento della struttura. Una stima media ragionevole del costo per metro cubo di costruzione potrebbe essere attorno a 80 €/m<sup>3</sup>, con un elevato coefficiente di variazione.

La progettazione di questo tipo di intervento dovrebbe includere le modalità di sostituzione dei dispositivi, di ricentramento dell'edificio dopo un evento sismico, di eventuale prova in situ del sistema.

#### 4.4 Riduzione della domanda di spostamento

##### 4.4.1 Incremento dello smorzamento equivalente

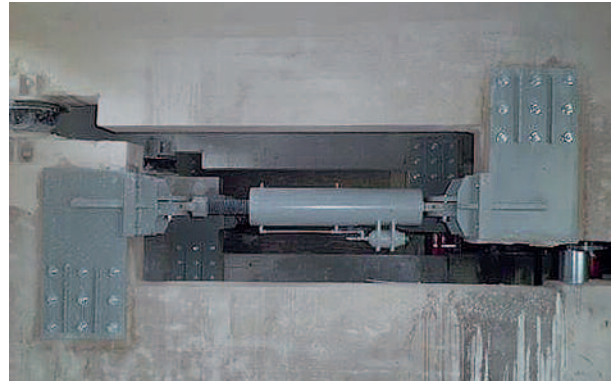
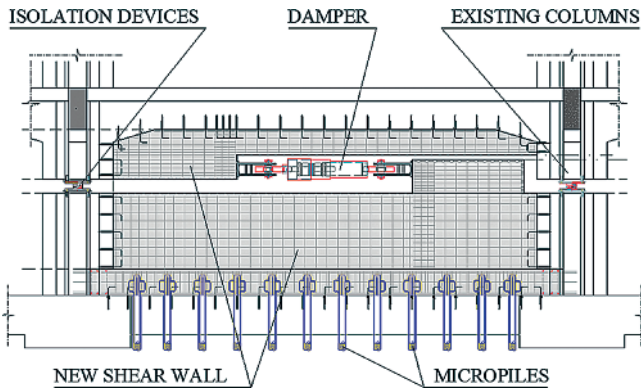
È ovviamente possibile migliorare le prestazioni di un edificio riducendo la domanda anziché incrementando la capacità.

Si può ridurre la domanda di spostamento incrementando la dissipazione di energia dell'edificio, e quindi aumento il parametro di smorzamento viscoso equivalente da usare per correggere gli spettri in accelerazione e in spostamento.

Normalmente questo tipo di provvedimento non è adottabile come unica misura, ma deve essere accoppiato con altri interventi (ad esempio incrementando la resistenza di alcuni elementi per evitare rotture fragili, o inserendo nuovi controventi in acciaio, o creando un sistema di isolamento) per ridurre la domanda di spostamento (Figura 11).

Se si accoppiano dissipatori ed isolatori, il problema di assorbire localmente (ai dissipatori) una elevata percentuale del taglio totale potrebbe richiedere interventi sulle fondazioni o sulla struttura in elevazione, ad esempio aggiungendo pareti a taglio.

Nel caso di un sistema con controventi dissipativi, i dispositivi possono essere inseriti nelle diagonali, non solo per incrementare lo smorzamento, ma anche controllare il taglio trasmesso. Il costo associato con l'introduzione di smorzatori è estremamente variabile; una stima sommaria potrebbe essere attorno a 30000 € per dissipatore, includendo tutte le operazioni necessarie.



4.4.2 Introduzione di masse accordate (tuned masses)

Un altro esempio di intervento orientato alla riduzione della domanda è l'introduzione di masse accordate. Il concetto di base è semplice: se l'edificio può essere considerato essenzialmente un sistema a un solo grado di libertà, con la maggior parte della sua massa associata al primo modo di vibrare, l'aggiunta di una massa accordata che vibra secondo un periodo di vibrazione simile, ma in fase opposta, induce una riduzione della forza di taglio alla base in ogni istante. Questo concetto ovviamente si applica se il sistema risponde in modo essenzialmente elastico. Una descrizione completa di questo approccio per applicazioni sismiche (Sadek, 1997) è molto più complessa, e può essere dimostrato che la massima efficacia si ottiene quando il rapporto ( $f = T_S/T_{TM}$ ) tra il primo periodo di vibrazione dell'edificio ( $T_S$ ) e il periodo di vibrazione della massa accordata ( $T_{TM}$ ) è pari a:

$$f = \frac{1}{1+\mu} \left[ 1 - \xi_s \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \right] \quad (2)$$

Dove  $\mu$  è il rapporto tra massa accordata e massa associata al primo modo di vibrare dell'edificio e  $\xi_s$  è lo smorzamento dell'edificio. Normalmente  $\mu$  è inferiore a 0.1 e conseguentemente i periodi di vibrazione della massa e dell'edificio sono simili.

Anche in questo caso è difficile fornire una stima

affidabile dei costi; considerando che la massa dell'edificio potrebbe essere dell'ordine di 0.3 t/m<sup>3</sup>, la massa necessaria potrebbe essere dell'ordine di 0.03 t per metro cubo di costruzione, o, in modo equivalente, di circa 0.012 m<sup>3</sup> di calcestruzzo. Aggiungendo il costo di un sistema di isolamento di tipo elastomerico, una sommaria valutazione media del costo potrebbe essere attorno a 15 € per metro cubo di costruzione. In casi favorevoli è possibile avere una riduzione delle forze di taglio e della domanda di spostamento dell'ordine del 50%.

4.5 Problemi locali nel trasferimento delle forze

Come anticipato, l'introduzione di sistemi resistenti aggiuntivi, di qualsiasi tipo, potrebbe indurre problemi di trasferimento delle forze, tipicamente negli elementi di diaframma orizzontali ed in fondazione. La conseguente necessità di interventi aggiuntivi implica un aumento dei costi, sugli elementi strutturali e non strutturali. Esempi di rinforzo dei solai e di introduzione di elementi aggiuntivi di diaframma di piano sono mostrati in Figura 12.

Un valore medio stimato per interventi di questo tipo è dell'ordine di 35 €/m<sup>2</sup>, che corrisponde approssimativamente a costi di 10 €/m<sup>3</sup> considerando il volume dell'edificio, senza includere i costi relativi alle opere di rimozione e sostituzione degli elementi non strutturali, che potrebbero essere stimati in circa 100 €/m<sup>2</sup> o 30 €/m<sup>3</sup>, quando è richiesto un intervento importante ai piani (e.g.: quando un nuovo sistema di

Figura 11 Esempi di inserimento di dissipatori, con pali aggiuntivi per il rinforzo delle fondazioni, in combinazione con la realizzazione di un sistema di isolamento.

Figura 12 Esempi di rinforzo di un diaframma orizzontale: applicazione delle fibre di carbonio sul lato inferiore del solaio (sinistra), inserimento di controventi in acciaio (centro), getto di calcestruzzo al livello della fondazione (destra). Questi interventi costano circa 35 €/m<sup>2</sup>, più la sostituzione degli elementi non strutturali.



setti verticali viene inserito all'interno dell'edificio o quando i solai esistenti non sono adeguati a trasmettere le forze di piano).

Problemi in fondazione possono presentarsi quando vengono inseriti nuovi setti a taglio o importanti dispositivi di dissipazione. I problemi potrebbero essere enfatizzati da una scarsa conoscenza della reale capacità del sistema terreno-fondazione e dalla tendenza ad adottare elevati coefficienti di sicurezza sulle fondazioni. Mentre da un lato questo principio è oggi messo in discussione, poiché si ritiene che il sistema terreno-fondazione possa spesso fornire una conveniente risposta post-elastica (e.g.: Gazetas, 2012), dall'altro questa è una tipica situazione in cui l'applicazione di principi di *back analysis* può dimostrarsi efficace, particolarmente quando l'intervento di rinforzo viene eseguito dopo un evento sismico noto. Questo aspetto è ripreso nel seguito.

#### 4.6 Combinazione di diversi metodi di rinforzo: due esempi

È evidente che tutte le indicazioni sin qui fornite hanno natura concettuale e la loro separazione è artificiale. Nella pratica è comune combinare diversi metodi per ottenere un intervento più efficace, con maggiori benefici e costi più bassi.

Un primo esempio per illustrare questa affermazione riguarda il progetto di consolidamento di un edificio sito a L'Aquila, gravemente danneggiato dal terremoto del 2009, principalmente nei due piani superiori. L'edificio ha una struttura a telaio in cemento armato con quattro piani fuori terra, con una superficie in pianta pari a circa 4500 m<sup>2</sup> e un volume totale di circa 60000 m<sup>3</sup>. L'intervento di riparazione e adeguamento comprende la demolizione e la ricostruzione di due piani, l'introduzione di un sistema di isolamento a metà altezza del piano più basso, interrato, l'aggiunta di un sistema di smorzamento e il rinforzo di alcuni pilastri deboli (le immagini nelle Figure 9 e 11 sono relative a questo lavoro).

I dispositivi di isolamento adottati sono isolatori

a scorrimento a doppia curvatura, con raggio di 6 m e attrito dinamico del 2.5%. Il sistema di smorzamento è costituito da otto dispositivi viscosi, con una legge costitutiva in termini di forza ( $F$ , in kN) e velocità ( $v$ , in m/s) del tipo:

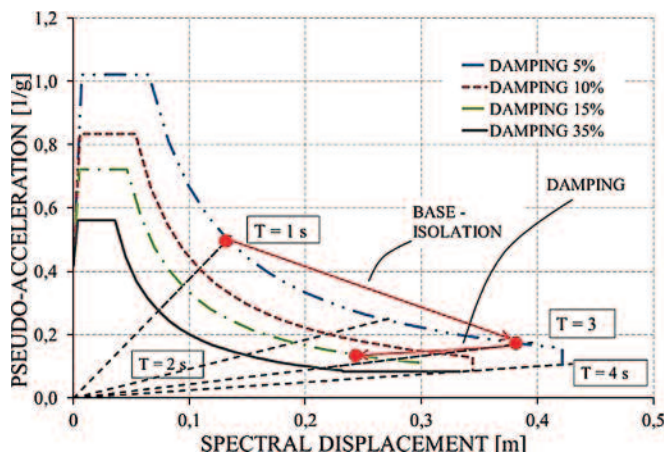
$$F = 1900 \cdot v^{0.1} \quad (3)$$

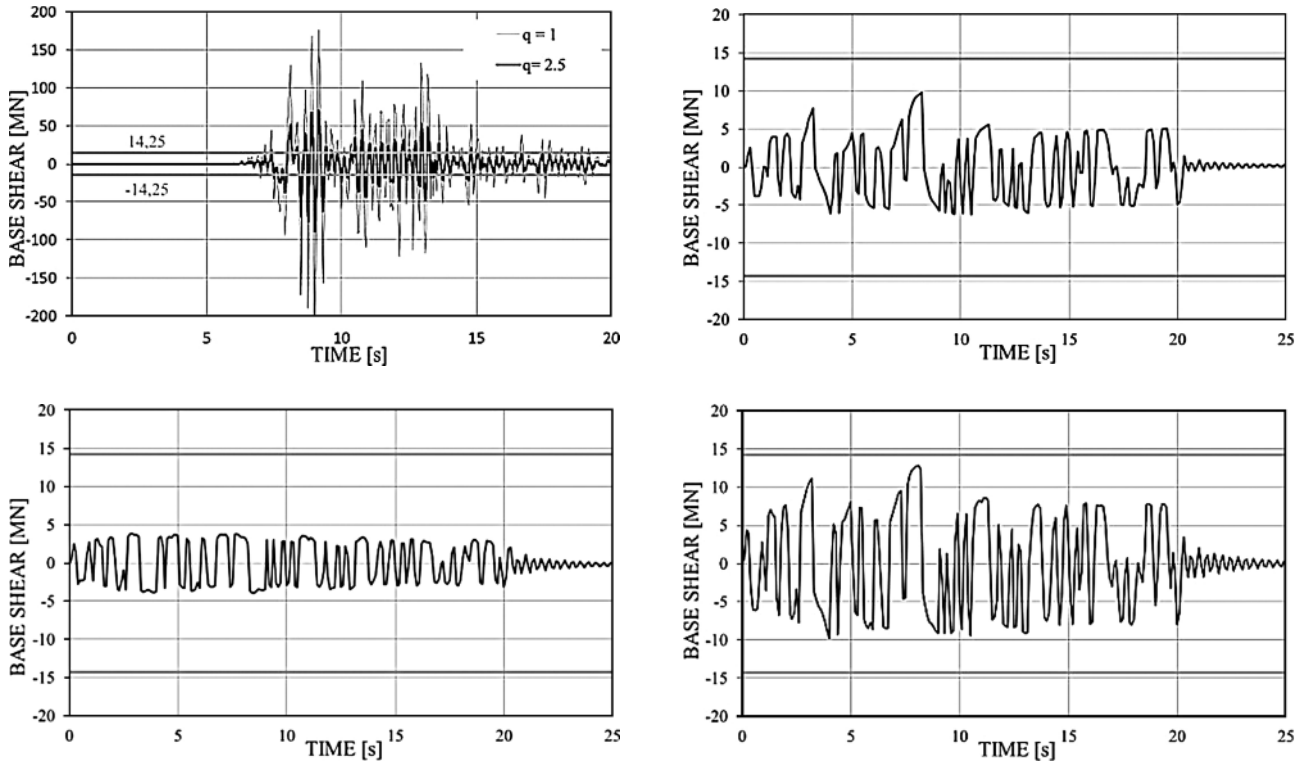
Il sistema è stato progettato per assorbire una significativa frazione (circa il 30%) del taglio totale alla base, riducendo le forze di taglio alle basi dei pilastri. Il massimo taglio alla base totale è stato valutato pari al 7% del peso dell'edificio. La quota di taglio alla base assorbita dal sistema di smorzamento è stata trasmessa a nuove fondazioni, mentre quelle esistenti sono state verificate applicando i principi della *back analysis*. Gli effetti combinati di isolamento e smorzamento aggiuntivo su forze e spostamenti sono mostrati nelle Figure 13 e 14: l'azione di taglio totale è limitata a meno del 7.5% del peso della costruzione. Applicando ulteriormente principi di *back analysis*, è stato deciso che circa il 10% delle travi esistenti, il 20% dei pilastri ed il 5% dei setti doveva essere rinforzato attraverso l'applicazione di fibre di carbonio, considerando le effettive forze trasmesse attraverso il sistema di isolamento.

Il costo totale dell'intervento strutturale è stato di circa 4 M€, compresa la ricostruzione dei piani superiori. Il costo di isolatori, dissipatori e rinforzo di elementi è stato di circa 1 M€ (pari a circa 70 € per metro cubo di edificio). Il costo relativo agli elementi non strutturali è irrilevante, considerando il livello di danneggiamento indotto dal terremoto.

Il secondo esempio tratta un edificio in cemento armato con sette piani fuori terra, sempre a L'Aquila, completato nel 1943 e considerato patrimonio architettonico. L'edificio presenta una pianta a L, ha un'area di circa 1100 m<sup>2</sup> per piano, con l'eccezione dell'ultimo piano, la cui area è di circa 450 m<sup>2</sup>. Il volume totale è di circa 28000 m<sup>3</sup>, due piani sono interrati.

Figura 13  
Effetto degli isolatori e dei dissipatori su un grafico forza-spostamento.





Il terremoto del 2009 ha provocato danni significativi, ma essenzialmente limitati agli elementi non strutturali, con l'esclusione della parte interrata, molto rigida e resistente. Considerando gli effetti del terremoto reale, una possibile strategia di consolidamento (suggerita, ma non adottata dal proprietario) prevedeva l'inserimento di controventi dissipativi in acciaio e di due masse accordate, posizionate in copertura alle estremità della L, costituite da una piastra in calcestruzzo poggiata su dispositivi elastomerici a basso smorzamento. La massa totale dell'edificio era di circa 15000 t, ma solo un terzo di essa era associata al primo modo di vibrare, essenzialmente riferito alla parte di edificio fuori terra. Considerando l'inserimento dei controventi dissi-

pativi la massa partecipante del primo modo di vibrare è stata stimata in circa 5400 t, ad un periodo di circa 0.4 s e con uno smorzamento totale del 6.5% (1.5% dovuto agli smorzatori, considerando il loro contributo rispetto alla resistenza a taglio totale, si veda Priestley et al., 2007). Applicando i concetti discussi nella sezione 4.4.2, le masse accordate sono state progettate per essere pari a circa 500 t, con un periodo di vibrazione  $T_{TM} = 0.42$  s e di conseguenza una rigidezza  $K_{TM_{eq}} = 112$  MN/m. Il beneficio atteso in termini di riduzione del drift interpiano per un periodo di ritorno di 475 anni è mostrato in Figura 13 e varia in un intervallo compreso tra il 20 e il 65%. I valori di drift ottenuti sono chiaramente compatibili con una risposta essenzialmente elastica (Figura 15).

Figura 14 Taglio alla base assorbito durante il terremoto del 2009 (a), stimato attraverso una back analysis, (le linee grigie mostrano un limite del 7.5% della massa dell'edificio); taglio alla base trasmesso dagli isolatori (b); taglio alla base trasmesso dai dissipatori (c); taglio totale alla base dopo il consolidamento (d).

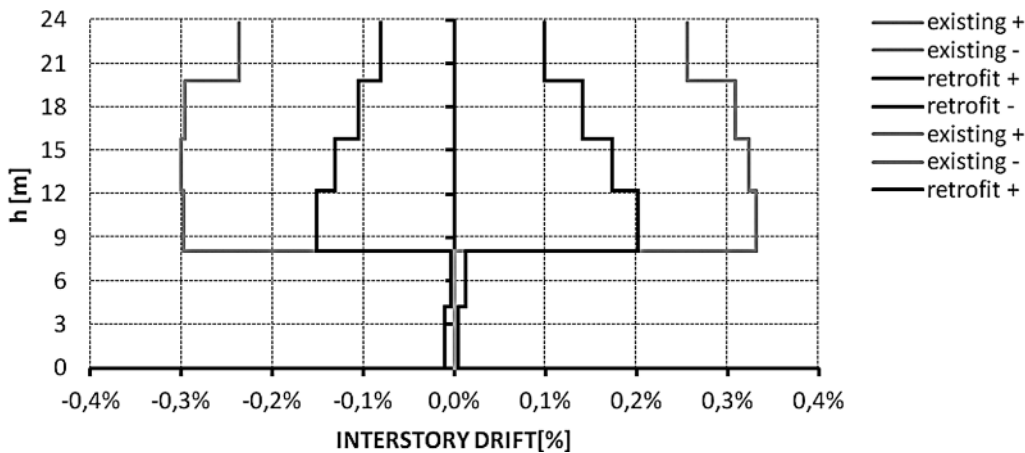


Figura 15 Drift interpiano atteso per uno scuotimento con periodo di ritorno di 475 anni con (linea nera) e senza (linea grigia) l'aggiunta di una massa accordata.

Tabella 2 - Accelerazioni ( $S_a$ ) e spostamenti ( $S_d$ ) spettrali, calcolati per le rigidzze secanti (corrispondenti al periodo  $T_e$ ) e stima dello smorzamento equivalente per scuotimenti con diversi periodi di ritorno (RP) per l'edificio oggetto dell'esempio e per la sismicità di L'Aquila

Prestazione RP (anni)	FO 20	DC 72	LS 975	NC 2475
$T_e$ (s)	1.55	1.55	2.35	2.86
$\xi_{eq}$	5%	5%	12%	18%
$S_a(T_{eff}, \xi_{eq})$ (g)	0.041	0.093	0.138	0.132
$S_d(T_{eff}, \xi_{eq})$ (m)	0.024	0.054	0.189	0.269

Il costo totale stimato per l'intervento strutturale è di circa 2 M€ (cioè pari a circa 70 € per metro cubo di edificio), mentre il costo associato agli elementi non strutturali, incluse le riparazioni dei danni dell'evento sismico, è stata stimata in circa 3 M€ (circa 100 € per metro cubo di costruzione, esclusi gli impianti).

### 5. Verso un approccio razionale basato su analisi costi - benefici

#### 5.1. Introduzione

Tutti i concetti, i commenti e i dati precedentemente discussi saranno ora combinati per provare a sviluppare un approccio razionale per un consolidamento guidato, riferendosi costantemente a una struttura reale adibita ad uso residenziale, in cemento armato e con sei piani fuori terra. Questo edificio è stato danneggiato durante il terremoto di L'Aquila (Calvi, 2009) ed è stato successivamente riparato e consolidato. Sebbene siano state eseguite analisi in entrambe le direzioni con tentativi di combinazione per valutare una risposta tridimensionale, per semplicità sarà presa in considerazione solo una direzione.

#### 5.2 Valutazione della risposta

È stata valutata la sismicità del sito ed è stata eseguita un'analisi pushover adattiva. La domanda spettrale in accelerazione e in spostamento è riportata nella Tabella 2 per diversi

livelli prestazionali, indicando per ciascuno di essi il corrispondente valore di periodo di ritorno (RP) dello scuotimento (come sottolineato, è più sensato effettuare queste predizioni per diversi livelli prestazionali, piuttosto che valutare la prestazione per dati livelli di input).

La valutazione della risposta data dalle analisi pushover e le domande di drift di piano per gli stessi eventi, sono mostrati nella Figura 16, dove per ogni prestazione è indicato il valore dello spostamento equivalente e dello smorzamento viscoso.

Si può notare che una risposta approssimativamente corrispondente a una prestazione di totale operatività (FO), con drift massimi dell'ordine di 0.2%, corrisponde ad un RP (periodo di ritorno) di 20 anni; una prestazione di danno controllato (DC), con drift minori di 0.5% è approssimata da un evento con RP di 72 anni, mentre le prestazioni di salvaguardia della vita (LS) e in prossimità del collasso (NC) sarebbero raggiunte rispettivamente con RP di 975 e 2475 anni, se non fosse stato evidenziato un collasso fragile per un RP di circa 275 anni, a uno spostamento equivalente di circa 0.15 m. Chiaramente, l'intervento base di rinforzo potrebbe semplicemente eliminare i possibili meccanismi di collasso fragile, per proseguire sulla curva di pushover mostrata in Figura 16.

#### 5.3 Stima delle perdite

Per ogni RP, il drift e l'accelerazione di piano sono stati calcolati (come valori deterministici o

Figura 16  
Valutazione della risposta: curva di pushover (sinistra) e drift di piano corrispondenti (destra).

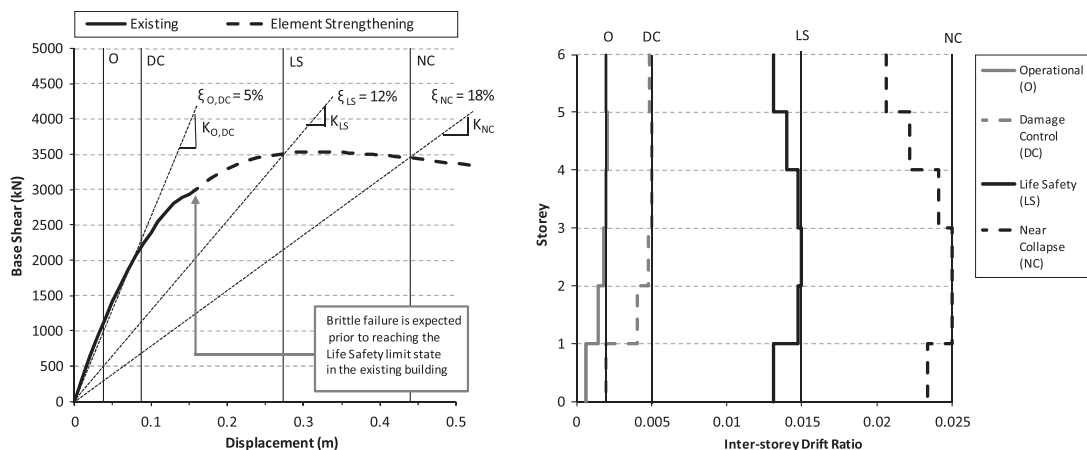




Tabella 3 - Stima del valore del danno (DM), espresso in termini di percentuale del costo di ricostruzione (RC). La predizione della rottura fragile prima del raggiungimento del livello prestazionale di salvaguardia della vita condiziona i risultati ottenuti

Stato Limite	DM <sub>strutt</sub> (%RC)	DM <sub>NS-Drift</sub> (%RC)	DM <sub>strutt</sub> (%RC)	LOSS <sub>tot</sub> (%RC)
FO	0.00%	6.67%	0.00%	4.0%
DC	0.00%	41.21%	0.00%	24.7%
LS	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%
NC	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%

\* La linea tratteggiata indica che il collasso fragile è atteso prima del raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita

medi) considerando ogni piano, ed il danno corrispondente è stato calcolato con riferimento alla Figura 5. Il danno è stato attribuito per il 25% alla struttura e per il 75% agli elementi non strutturali; la quota non strutturale è stata considerata per l'80% sensibile al drift, e per il 20% all'accelerazione. Tutti i piani sono stati considerati identici in termini di valore.

I risultati, riportati in Tabella 3, sono riferiti percentualmente al costo di sostituzione, assunto pari a 400 €/m<sup>3</sup> per l'edificio. Convenzionalmente, la tabella mostra una perdita del 100% a seguito di qualsiasi rottura fragile.

La stima della perdite annue attese è stata eseguita approssimando la curva che esprime la probabilità di eccedenza annuale, considerando funzioni multi-lineari, con segmenti rettilinei tra le prestazioni valutate (Figura 17, Sullivan et al., 2011; Welch et al., 2012).

Il punto corrispondente a perdite nulle è stato arbitrariamente associato ad una probabilità annua del 10 %, una scelta che può avere effetti significativi sulla stima del danno e deve quindi essere brevemente discussa. La probabilità corrispondente a danno nullo può essere espressa come  $P_{\text{danno nullo}} = 1 - e^{-n}$ , dove n è il numero di eventi che inducono danno in un anno. Nelle ipotesi qui assunte, n è pari a 0.11 ( $n = -\log(1 - P) = -\log(1 - 0.1) = -\log 0.9$ ), o in altre parole, si

può affermare che in cinquant'anni si verificheranno in media circa sei eventi che indurranno un danno superiore alla soglia minima. Come anticipato, in questo caso specifico una "perdita totale" è assunta per uno scuotimento con RP di 275 anni, per il quale è prevista una rottura fragile.

### 5.4 Valutazione dei costi di consolidamento

#### 5.4.1 Rinforzo degli elementi

Come già discusso, un rinforzo "elemento per elemento" può essere preso in considerazione, con lo scopo di evitare rotture fragili ed aumentare la capacità di deformazione locale per migliorare la risposta complessiva, particolarmente per scuotimenti forti.

Il volume dell'edificio è approssimativamente di 9700 m<sup>3</sup>, il numero totale di elementi nell'edificio è 548, con una densità lineare per metro cubo di struttura simile a quella assunta di 0.14 m/m<sup>3</sup>.

Dall'analisi pushover è stato stimato che il numero di elementi fragili da consolidare è pari a 197, mentre gli elementi con modi di danno duttili da migliorare per incrementare la capacità in spostamento sono 89. Il numero totale di elementi da rinforzare è 266, cioè circa il 50% del numero totale di elementi presenti.

Come già evidenziato, questo risultato deriva da un'analisi di tipo deterministico e identifica solo un modo di collasso. Applicando un approccio

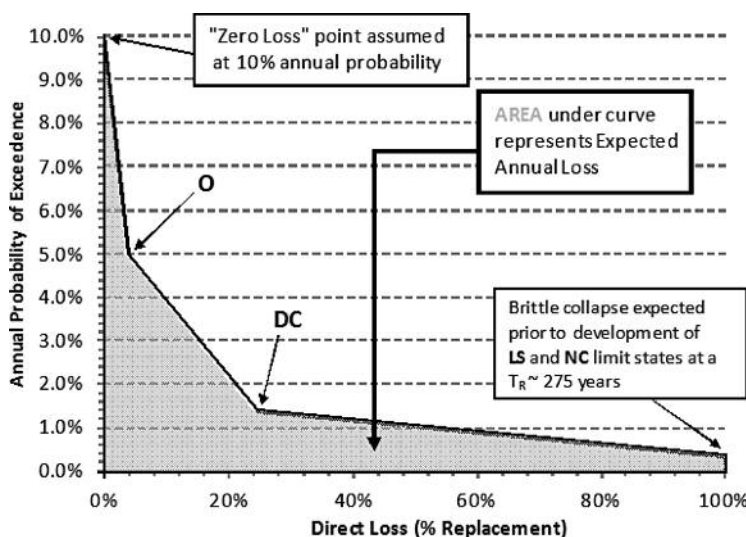


Figure 17 Valutazione delle perdite: esempio di probabilità di superamento annua in funzione delle perdite dirette stimate; le perdite annuali attese possono essere stimati calcolando l'area evidenziata in grigio.

probabilistico ed eseguendo una serie di analisi dinamiche non lineari, avrebbero potuto risultare diverse combinazioni di collasso, e di conseguenza, il numero di elementi da rinforzare avrebbe potuto risultare diverso. Ciò non inficia le considerazioni di natura concettuale; questioni probabilistiche saranno affrontate in applicazioni future.

Il costo dell'adeguamento strutturale è quindi stimato come discusso al punto 4.2.1 come:

$$50\% \times 28 \text{ [€/m}^3\text{]} \times 9700 \text{ [m}^3\text{]} = 135800 \text{ €}.$$

Il costo relativo a elementi non strutturali è stimato come:

$$50\% \times 100 \text{ [€/m}^3\text{]} \times 9700 \text{ [m}^3\text{]} = 485000 \text{ €}.$$

Il costo totale dell'intervento è quindi stimato in 620800 €, vale a dire circa il 16% del costo di ricostruzione (RC), che si suppone pari a 400 € al metro cubo, vale a dire:  $400 \text{ [€/m}^3\text{]} \times 9700 \text{ [m}^3\text{]} = 3880000 \text{ €}$ .

#### 5.4.2 Inserimento di pareti

Applicando le ipotesi discusse nella sezione 4.2.3, risulta che il costo associato al nuovo sistema strutturale è di circa  $10 \text{ €/m}^3$ , ossia un totale di 97000 € (2.5% di RC).

Occorre ipotizzare che i 197 elementi con comportamento fragile, debbano essere comunque rinforzati con un costo strutturale di circa 98000 € (ovvero:  $197/548 \times 28 \text{ [€/m}^3\text{]} \times 9700 \text{ [m}^3\text{]}$ ), ovvero il 2.5% di RC, e che i diaframmi di piano debbano essere rinforzati, con un costo relativo di circa 97000 € ( $10 \text{ [€/m}^3\text{]} \times 9700 \text{ [m}^3\text{]}$ , ancora una volta circa il 2.5% di RC).

Il costo relativo a elementi non strutturali potrebbe essere attorno ai 291000 € ( $30 \text{ [€/m}^3\text{]} \times 9700 \text{ [m}^3\text{]}$ ), ovvero il 7.5% di RC, per i diaframmi di piano, e di circa 348700 € ( $197/548 \times 100 \text{ [€/m}^3\text{]} \times 9700 \text{ [m}^3\text{]}$ ), ovvero circa 9% di RC per gli elementi fragili.

Il costo totale è quindi presumibile attorno a 931700 €, pari a circa il 24% di RC.

#### 5.4.3 Isolamento con sollevamento dell'edificio

Si assume un sistema di isolamento ad attrito, con attrito di primo distacco associato ad una forza di taglio alla base pari al 7% del peso dell'edificio. Come discusso nel paragrafo 4.3 si assume che il costo complessivo sia di 1200 € per unità di superficie coperta, vale a dire circa 756000 € ( $1200 \text{ [€/m}^2\text{]} \times 630 \text{ [m}^2\text{]}$ ), ovvero il 19.5% di RC.

Possono essere necessari interventi minori da eseguire sulla struttura esistente, a seconda della sua capacità di resistere alla forza di taglio trasmessa dal sistema di isolamento: un costo aggiuntivo forfettario di  $10 \text{ €/m}^3$  viene quindi considerato (97000 €, il 2.5% di RC).

Il costo totale è quindi circa 853000 €, o il 22% di RC.

#### 5.4.4 Dissipazione aggiuntiva

Come discusso al punto 4.4, lo scopo di aumentare la dissipazione di energia è essenzialmente quello di ridurre la domanda di spostamento, e può essere efficacemente considerato in combinazione con altre misure di consolidamento. A seconda dell'approccio adottato, il sistema di smorzamento può essere differente e assumere diversi costi (vedi gli esempi del paragrafo 4.6). Nel caso studio in esame, ad esempio, è stato assunto che il costo totale strutturale di un sistema di smorzamento aggiunto sia pari a 240000 € (6% di RC), e che lo smorzamento viscoso equivalente risulti incrementato dal 5% al 20-30%. L'intervento potrebbe essere adottato in associazione con il consolidamento degli elementi, incrementando il costo da 620800 € a 860800 € (22% of RC).

#### 5.4.5 Commenti sui costi di consolidamento

Da quando discusso risulta che i costi richiesti dalle diverse strategie di consolidamento sono abbastanza simili: il 16% del costo di sostituzione per l'intervento elemento per elemento, il 24% per l'inserimento di pareti, il 22% per l'isolamento mediante sollevamento dell'edificio. Il costo relativo ad una dissipazione aggiuntiva, che potrebbe essere accoppiata con qualsiasi altra strategia, implica un aumento dei costi del 6%. È importante notare che questi risultati sono validi per l'esempio considerato e non possono essere generalizzati. Tuttavia, in questo specifico caso studio, e come spesso avviene, risulta difficile fare una scelta della strategia in base al solo costi.

### 5.5 Analisi costi-benefici

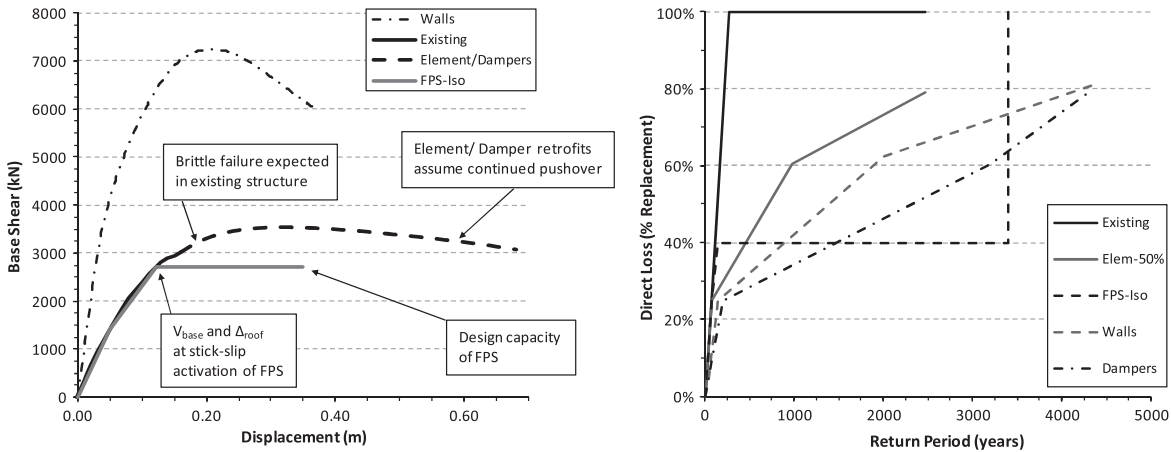
#### 5.5.1 Perdite dirette in funzione del periodo di ritorno

Per ciascuna delle quattro strategie di consolidamento, è stata determinata una nuova curva pushover, come mostrato in Figura 18, ottenendo essenzialmente i seguenti effetti:

- nel caso del rinforzo degli elementi, la prima parte della curva non varia, ma aumenta considerevolmente la capacità di spostamento;
- aggiungendo un sistema di pareti, la resistenza a taglio alla base aumenta in modo significativo, ma la capacità in spostamento non è grande come nel primo caso;
- inserendo un sistema di isolatori alla base, la prima parte della curva non cambia, ma la limitazione del taglio alla base "protegge" i modi di rottura fragili.

Il caso dell'aumento della dissipazione non è considerato in questo contesto, dal momento che il suo effetto si riferisce alla domanda, che risulta ridotta, piuttosto che alla capacità.

In Figura 18 le perdite dirette attese, espresse



come frazione del costo di ricostruzione, sono presentata in funzione del tempo, per l'edificio esistente e per ciascuno degli interventi di consolidamento considerati. La risposta attesa nel caso dell'edificio esistente, con 100% di perdite attese con un periodo di ritorno di 275 anni, risulta modificata in diversi modi, con una funzione a gradino per il caso di isolamento (perdite del 100% al raggiungimento della capacità di spostamento del sistema di isolamento) e una crescita progressiva del danno negli altri casi. Si notino gli effetti rilevanti ottenuti dall'inserimento di un sistema dissipativo, che riduce notevolmente le perdite attese (il confronto va fatto con il caso di rinforzo degli elementi).

5.5.2 Stima semplificata delle perdite indirette in casi residenziali

Nel recente passato, il problema di valutazione delle perdite indirette è stato soggetto di lunghe discussioni, che hanno in generale dimostrato quanto sia difficile trattare questa materia.

Tuttavia, se si limita il problema agli edifici residenziali, un modo semplice per stimare questi valori è di considerare i costi di trasferimento degli inquilini per il tempo inagibilità richiesto per valutare l'edificio, progettare l'intervento, assicurare i fondi, eseguire i lavori.

Il tempo di inattività è piuttosto difficile da terminare e potrebbe essere affetto da problematiche burocratiche, molto più che da problemi tecnici (Comerio, 2006).

Per esempio, si assuma che ogni persona occupi 25 m<sup>2</sup> di superficie e che il costo di trasferimento

(alla società o ad una compagnia assicurativa) in un'altra struttura sia attorno a 50 € al giorno. Considerando che un edificio costi 1200 €/m<sup>2</sup>, risulta che il valore dell'area occupata da ogni persona può essere assunta pari a 30000 € (1200 [€/m<sup>2</sup>] × 25 [m<sup>2</sup>]) e di conseguenza le perdite indirette dovute al periodo di inattività, espresse in termini di percentuale sul costo di ricostruzione risulterebbero di 0.17% RC/giorno (50 [€/giorno]/30000 [€]).

Per fissare le idee, si assuma che la durata del periodo di inagibilità dipenda dal raggiungimento dei diversi livelli prestazionali (quindi assumendo arbitrariamente che le diverse soluzioni tecniche adottate per l'intervento non influiscano sul tempo necessario ai lavori), come mostrato in Tabella 4, dove i risultati che si ottengono in termini di perdite indirette sono anche indicati.

I dati illustrati hanno solo una natura dimostrativa, potrebbero essere molto semplicemente modificati senza perdita di generalità e probabilmente dovrebbero essere considerati tempi minimi ragionevoli in caso di interventi efficienti. Conseguentemente, risulterebbe che le reali perdite indirette siano generalmente più alte rispetto a quelle risultanti da questo esercizio, e potrebbero essere diverse volte più alte nel caso di edifici non residenziali.

Si osservi, inoltre, che un problema potenzialmente rilevante, non considerato in questo esempio, potrebbe essere legato ad eventuali effetti a cascata, particolarmente quando una struttura può essere considerata come un nodo di un sistema complesso.

Figure 18 Curva pushover modificata (sinistra) e perdite dirette attese in funzione del periodo di ritorno (destra) per ogni strategia di intervento considerata.

Tabella 4 - Stima delle perdite indirette, espresse in percentuale del costo di ricostruzione

Prestazione	Interruzione	Tempo (giorni)	Perdite <sub>indirette</sub> (% di RC)
Fully Operational	1 settimana	7	1.2%
Damage Control	4 settimane	30	5.0%
Life Safety	6 mesi	180	30.0%
Near Collapse	1.5 anni	540	90.0%

Tabella 5 - Perdite annuali attese per gli edifici consolidati

STATO LIMITE		Strategia di consolidamento				
		Esistente *	Elementi (50%)	Isolamento **	Pareti	Dissipazione
Fully Operational	RP (y)	20	20	20	30	30
	Loss <sub>Diretta</sub>   O (%)	4.00%	4.00%	4.00%	2.90%	4.00%
	Loss <sub>Indiretta</sub>   O (%)	1.17%	1.17%	1.17%	1.17%	1.17%
Damage Control	RP (y)	72	72	72	140	200
	Loss <sub>Diretta</sub>   DC (%)	28.27%	28.27%	28.27%	24.73%	28.27%
	Loss <sub>Indiretta</sub>   DC (%)	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%	5.00%
Life Safety	RP (y)	273	975	3400	2000	3200
	Loss <sub>Diretta</sub>   LS (%)	100%	66.50%	39.8%	62.53%	66.50%
	Loss <sub>Indiretta</sub>   LS (%)	90.00%	30.00%	5.00%	30.00%	30.00%
Near Collapse	RP (y)	2475	2475	3400	4400	4300
	Loss <sub>Diretta</sub>   NC (%)	100%	81.38%	39.8%	81.17%	81.38%
	Loss <sub>Indiretta</sub>   NC (%)	90.00%	90.00%	5.00%	90.00%	90.00%
Perdita annuale attesa	EAL <sub>Diretta</sub> (%)	<b>1.70%</b>	<b>1.37%</b>	<b>1.20%</b>	<b>0.79%</b>	<b>0.84%</b>
	EAL <sub>Diretta+Indiretta</sub> (%)	<b>2.66%</b>	<b>1.81%</b>	<b>1.41%</b>	<b>1.06%</b>	<b>1.07%</b>

\*Collasso fragile atteso per un tempo di ritorno pari a 273 anni per l'edificio esistente. Si assume un tempo di inattività corrispondente ad un livello prestazionale "near collapse".

\*\*Si assume un tempo di inattività corrispondente al livello prestazionale "damage control" se il sistema viene attivato.

### 5.5.3 Perdite annuali attese per le strutture oggetto di intervento

L'esercizio effettuato al punto 5.4 per un edificio esistente, può essere ripetuto per ciascun caso di consolidamento, considerando le perdite dirette e indirette, ottenendo i risultati riassunti in Tabella 5 e rappresentati in Figura 19.

I dati riportati in tabella inducono ad alcune riflessioni riguardanti la rilevanza di un incremento del periodo di ritorno dello scuotimento che induce diversi livelli prestazionali, ad esempio il collasso e la piena operatività, rispetto alla variazione della valutazione delle perdite annuali attese.

Dal momento che questi due livelli prestazionali sono influenzati da un'elevata incertezza, la considerazione di incertezze aleatorie ed epistemiche nell'ambito di una analisi probabilistica potrebbe significativamente cambiare l'intero quadro.

Da questo studio preliminare si dedurrebbe che

la stima delle perdite annuali attese risulta comunque ridotta a circa la metà applicando qualsiasi tipo di intervento.

### 5.5.4 Analisi costi – benefici: punto di pareggio

Al fine di valutare la convenienza effettiva nella scelta di una delle strategie di consolidamento, costi e benefici sono messi a confronto in termini di rapporto costi/benefici e calcolando il tempo per raggiungere il pareggio, considerando il costo dell'intervento ed il beneficio annuale teorico in termini di riduzione delle perdite attese medie. I rapporti costi-benefici mostrati in Tabella 6 sono calcolati dividendo la variazione del valore al momento attuale (NPV – *near present value*) conseguente alla variazione delle perdite annuali attese (EAL – *expected annual loss*) prodotto dall'intervento. Lo NPV è calcolato assumendo una "vita utile di progetto" di 50 anni, un valore totalmente arbitrario e convenzionale, ma anche in questo caso facile da modificare.

Figura 19  
Istogramma delle perdite annuali attese.

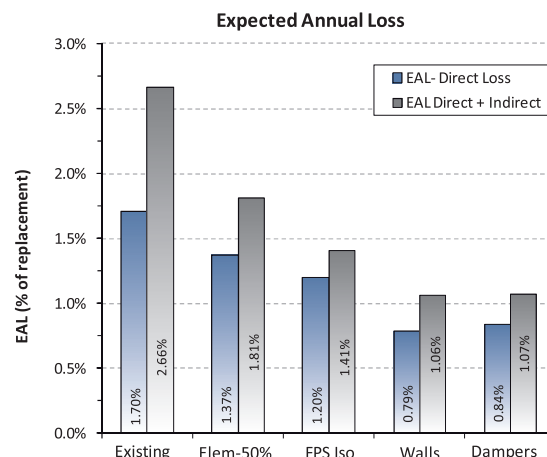


Tabella 6 - Rapporto costi/benefici e tempi di pareggio per ciascuna delle strategie di consolidamento

		Strategia di consolidamento				
		Esistente *	Elementi (50%)	Isolamento **	Pareti	Dissipazione
Perdite dirette	Costo (%RC)	-	16.0%	22.0%	24.0%	22.2%
	EAL <sub>Diretto</sub> (%RC)	1.70%	1.37%	1.20%	0.79%	0.84%
	NPV <sub>EAL</sub> (%RC)	85.24%	68.55%	59.81%	39.32%	41.87%
	Benefici (%RC)	-	16.69%	25.43%	45.92%	43.37%
	Rapporto Benefici-Costi	-	1.043	1.157	1.913	1.955
Perdite dirette + Indirette	t <sub>break even</sub> (y)	-	47.9	43.2	26.1	25.6
	EAL <sub>Diretto+Indiretto</sub> (%RC)	2.66%	1.81%	1.41%	1.06%	1.07%
	NPV <sub>EAL</sub> (%RC)	133.04%	90.52%	70.31%	52.95%	53.57%
	Benefici (%RC)	-	42.52%	62.73%	80.08%	79.46%
	Rapporto Benefici-Costi	-	2.658	2.853	3.336	3.582
	t <sub>break even</sub> (y)	-	18.8	17.5	15.0	14.0

L'equazione da usare è la seguente:

$$\frac{\text{Benefit}}{\text{Cost}} = \frac{\text{NPV}_{\text{Existing}} - \text{NPV}_{\text{Retrofit}}}{\text{Cost}_{\text{Retrofit}}} = \frac{\sum_{t=1}^{50} \frac{\text{EAL}_{\text{Existing}}}{(1-r)^t} - \sum_{t=1}^{50} \frac{\text{EAL}_{\text{Retrofit}}}{(1-r)^t}}{\text{Cost}_{\text{Retrofit}}} \quad (4)$$

Il fattore r rappresenta il tasso di sconto che è stato trascurato (r = 0) in questo caso studio. L'uso di un tasso di sconto ragionevole potrebbe cambiare significativamente i risultati, ma in questo caso si dovrebbe anche considerare un tasso di inflazione, che modificherebbe i risultati in senso opposto.

Trascurando il tasso di sconto, il calcolo di NPV essenzialmente considera il valore EAL e lo moltiplica per 50 per calcolare le perdite totali su un periodo di 50 anni (o su qualsiasi altro periodo convenzionale di interesse).

Un'analisi del punto di pareggio può produrre risultati più facili da capire. In questo caso si tratta di calcolare il tempo (t<sub>breakEven</sub>, in anni) necessario per eguagliare il costo dell'intervento con la

prevista riduzione annuale delle perdite (anche in questo caso il tasso di sconto non è incluso):

$$t_{\text{BreakEven}} = \frac{\text{Value}}{\text{Value/time}} = \frac{\text{Cost}_{\text{Retrofit}}}{\text{EAL}_{\text{Existing}} - \text{EAL}_{\text{Retrofit}}} \quad (5)$$

Si può notare che in questo esercizio il punto di pareggio risulta essere nell'intervallo di 15 – 20 anni se le perdite indirette non vengono prese in considerazione (Figura 20).

Ancora una volta, una nota cautelativa: l'importanza di danneggiamenti ripetuti durante la vita dell'edificio è qui trascurata per semplicità, anche se potrebbe essere considerata, poiché si è ipotizzato che più di un evento potrebbe interessare la struttura (si ricordi la discussione sul numero di eventi in grado di produrre danno, con riferimento alla Figura 17). Questo argomento implicherebbe la discussione di altri temi che esulano dallo scopo di questo articolo.

### 5.5.5 Utilizzo dell'analisi costi - benefici

Anche se l'esercizio qui presentato ha una natura filosofica e accademica, pare evidente come un approccio razionale al consolidamento

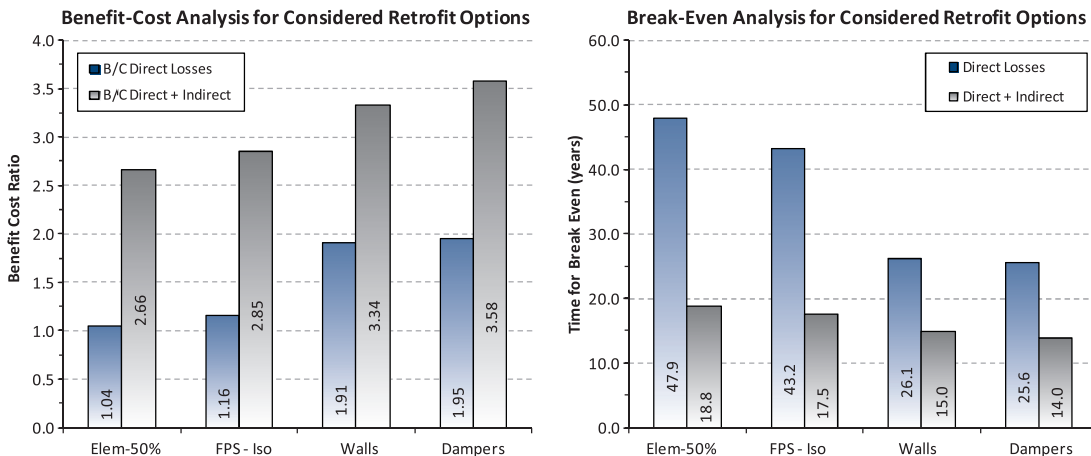


Figura 20 Istogramma dei rapporti costi/benefici e del tempo di pareggio per ciascuna strategia di consolidamento.

sismico possa basarsi su qualche tipo di analisi di costi – benefici. Ciò potrebbe essere applicato alla scelta della combinazione più conveniente delle misure di rinforzo, ma anche alla selezione dei livelli prestazionali più convenienti. Potrebbe risultare, ad esempio, che un miglioramento limitato ad un'unica prestazione potrebbe implicare un costo aggiuntivo molto elevato. In questo caso il rapporto costi – benefici o il tempo di pareggio mostrerà che questa scelta non è razionale.

In questo contesto, si potrebbe ipotizzare che anziché imporre in un codice normativo i livelli prestazionali da raggiungere rispetto a valori convenzionali di scuotimento, con determinati periodi di ritorno, sia lasciata al proprietario o al progettista la scelta di indicare in sede di progetto il periodo di ritorno dei livelli di scuotimento che indurranno determinate prestazioni, scegliendo in questo modo come “classificare” la resilienza sismica globale dell'edificio.

In un contesto di questo tipo le norme dovrebbero stabilire solo dei minimi da rispettare comunque, per esempio relativamente al solo collasso, con lo scopo di contenere le perdite di vite umane, ed il progetto definirebbe una “classe” di resilienza sismica, con valenza essenzialmente economica, in analogia a quanto avviene, ad esempio, per il contenimento dei consumi energetici.

### 5.6 Un parametro per la classificazione sismica degli edifici

È interessante notare come il valore delle perdite annuali attese (EAL) nel mondo assicurativo sia talvolta definito come “puro premio”, e sia poi moltiplicato per un fattore che include i costi operativi ed indiretti e i margini di profitto per il calcolo del premio assicurativo reale. Ovviamente le perdite indirette possono essere incluse e coperte, o meno, nel contratto.

In quanto tale, la riduzione di EAL potrebbe essere – in linea di principio – immediatamente trasformata in un ritorno economico annuale quando sia effettivamente stipulato un contratto di assicurazione.

EAL potrebbe quindi essere opportunamente usato come un parametro di valutazione globale della “qualità sismica” o, meglio, di una “resilienza sismica” di un edificio, in modo molto più appropriato di qualsiasi coefficiente di sicurezza verso il collasso o verso specifici livelli prestazionali.

In questo contesto, potrebbe sembrare più ragionevole adottare lo EAL riferito alle sole perdite dirette, in quanto il valore del tempo di inagibilità può cambiare di molto quando un edificio cambiasse la destinazione d'uso. Al contrario, forse, l'inclusione delle perdite indirette potrebbe consentire di cambiare la classe sismica semplicemente cambiando la destina-

zione d'uso (è ben noto, ad esempio, come le prestazioni richieste ad un ospedale siano diverse da quelle richieste ad un edificio residenziale).

Si potrebbe ipotizzare che determinate funzioni di carattere strategico (anche in termini economici) siano consentite solo in edifici che raggiungano determinate soglie minime di resilienza sismica.

Analogamente alla pratica relativa alla valutazione delle prestazioni energetiche ed ambientali di un edificio, potrebbe essere definita una suddivisione in classi di resilienza sismica, per esempio dicendo che un edificio ha una “resilienza sismica A” (o SR-A) se il valore di EAL è inferiore, ad esempio, a 0.5%, un SR-B se EAL <1.0%, un SR-C se EAL <2.0%, e così via.

Se la resilienza sismica fosse certificata, le compagnie di assicurazione non dovrebbero avere motivo per non accettarla come base per definire il premio annuale, il valore di un edificio potrebbe incrementare in conseguenza a un intervento di consolidamento, sarà più difficile (o impossibile) vendere edifici poco sicuri e, in generale, sarebbe favorita una spirale positiva di riduzione del rischio.

I governi potrebbero considerare di favorire con provvedimenti di natura economica e fiscale gli interventi di consolidamento su basi quantitative più solide, considerando che il beneficio reale e misurabile per la società conseguente da una riduzione delle perdite attese.

Non vi è dubbio che questi concetti, logicamente ineccepibili, siano comunque di difficile applicazione pratica. Le compagnie assicurative sono state nel passato estremamente riluttanti ad abbracciare concetti di questo tipo, purtroppo non sempre senza ragione. In California, per esempio, questo modo di ragionare è stato usato per incentivare il consolidamento delle fondazioni delle case in legno attraverso certificazioni di ingegneri abilitati. Successive ispezioni di esperti qualificati hanno indicato come più del 40% degli edifici ristrutturati non avessero migliorato le prestazioni attese, a seguito di applicazioni improprie delle misure di adeguamento.

Solo compagnie di assicurazione che possano contare su valutazioni affidabili effettuate da propri tecnici delle proprietà da assicurare potrebbero prendere in considerazione logiche del tipo discusso. La maggior parte delle compagnie assicurative sostengono che le incertezze associate alla reale risposta degli edifici rinforzati a futuri terremoti sono così elevate da rendere inaffidabili i risultati delle analisi teoriche. In realtà semplicemente non dispongono di esperti adeguati a capire se un intervento di riduzione della vulnerabilità possa meritare una riduzione del premio assicurativo.



## Bibliografia

- ATC (2011) - Guidelines for seismic performance assessment of buildings, (uncompleted draft). Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- Calvi G.M. (1999) - A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. 3:4. 411-438.
- Calvi G.M. (Editor) (2009) - L'Aquila, April 6th 2009, 3.32 am. *Progettazione Sismica*. 1:3.
- Calvi G.M., Pietra D., Moratti M. (2010) - Criteri per la progettazione di dispositivi di isolamento a pendolo scorrevole. *Progettazione Sismica*. 2:3. 7-30
- Comerio, M.C. (2006) - Estimating downtime in loss modeling. *Earthquake Spectra*. 22:2. 349-365
- Cornell C.A., Jaylender F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002) - Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. *Journal of Structural Engineering*. 128:4. 526-553.
- Crowley H., Silva V., Bal I.E., Pinho R. (2012) - Calibration of seismic design codes using loss estimation. 15 WCEE, Lisbon, Portugal.
- Elnashai A.S., Pinho R. (1998) - Repair and retrofitting of RC walls using selective techniques. *Journal of Earthquake Engineering*. 2:4. 525-568.
- Filiatrault A., Christopoulos C. (2006) - Principles of passive supplemental damping and seismic isolation. IUSS Press, Pavia, Italy.
- FEMA 356 (2000) - Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Gazetas G. (2012) - Nonlinear soil-foundation-structure interaction. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on performance-based design in earthquake geotechnical engineering. Taormina, Italy.
- Grant D.N., Bommer J.J., Pinho R., Calvi G.M., Goretti A., Meroni M. (2007) - A prioritization scheme for seismic intervention in school buildings in Italy. *Earthquake Spectra*. 23:2. 291-314.
- Haselton C.B., Goulet C.A., Beck J.L., Deierlein G.G., Porter K.A., Stewart J.P., Taciroglu E. (2007) - An assessment to benchmark the seismic performance of a code-conforming reinforced concrete moment-frame building. Report 2007/12, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Richmond, CA.
- Crowley H., Stucchi M., Meletti C., Calvi G.M., Pacor F. (2009) - Uno sguardo agli spettri delle NTC08 in relazione al terremoto dell'Aquila. *Progettazione Sismica*, 1:3, 75-83.
- Iervolino I. (2012). Probabilità e salti mortali: le insidie della validazione dell'analisi di pericolosità attraverso l'occorrenza di singoli terremoti. *Progettazione Sismica*, 4:2, 37-43.
- Nascimbene R., Fagà E., Cigada A., Vanali M., Moratti M., Pinho R., Calvi G.M. (2012) - Construction of a scaffolding for the major spire of the Milan cathedral: modeling, analysis, verification and dynamic identification (in Italian, English summary). *Progettazione Sismica*. 4:1. 15-34.
- Malhotra P.K. (2008) - Seismic design loads from site-specific and aggregate hazard analyses. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 98:4. 1849-1862.
- Mitrani-Reiser J. (2007) - An ounce of prevention: probabilistic loss estimation for performance-based earthquake engineering. PhD Dissertation, California Institute of Technology, Pasadena, CA.
- Porter K.A., Beck J.L., Shaikhutdinov R.V. (2002) - Investigation of sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables for the Van Nuys test-bed. Report 2002/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Richmond, CA.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007) - Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press, Pavia, Italy.
- Priestley M.J.N. (1997) - Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. 1:1. 201-241.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M. (1991) - Towards a capacity design assessment procedure for reinforced concrete frames. *Earthquake Spectra*. 7:3. 413-437.
- Ramirez C.M., Miranda E. (2009) - Building specific loss estimation methods and tools for simplified performance-based earthquake engineering. Report 171. John A. Blume Center, Stanford University, CA.
- Sadek F., Mohraz B., Taylor A.W., Chung R.M. (1997) - Method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 26. 617-635.
- SEAOC (1995) - Vision 2000, A framework for performance-based engineering. Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
- Stucchi M., Meletti C., Bazzurro P., Camassi R., Crowley H., Pagani M., Pinho R., Calvi G.M. (2012) - I terremoti del maggio 2012 e la pericolosità sismica dell'area: che cosa è stato sottostimato?, *Progettazione Sismica*, 4:3, 63-74.
- Sullivan T.J., Calvi G.M. (2011) - Considerations for the seismic assessment of buildings using the direct displacement-based assessment approach. 2011 ANIDIS Conference, Bari, Italy.
- Sullivan T.J., Calvi P.M., Nascimbene R. (2013). Towards improved floor spectra estimates for seismic design. *Earthquake and Structures*. 4:1, 1-25.
- Thermou G.E., Pantazopoulou S.J., Elnashai A.S. (2007) - Design methodology for seismic upgrading of substandard reinforced concrete structures. *Journal of Earthquake Engineering*. 11:4. 582-606.
- Welch D.P., Sullivan T.J., Calvi G.M. (2012) - Towards a direct displacement-based loss assessment methodology for RC frame buildings. 15 WCEE, Lisbon, Portugal.
- Zareian F., Krawinkler H. (2012) - Conceptual performance-based seismic design using building-level and story-level decision support system, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. DOI: 10.1002/eqe.2218.