

## **PREMESSA**

*Gli ultimi eventi sismici, che hanno colpito la Turchia e Taiwan nel 1999, hanno mostrato la difficoltà di poter quantificare in maniera sintetica il potere distruttivo del terremoto. Infatti, sebbene entrambi gli eventi abbiano provocato danni estesi, il terremoto di Izmit in Turchia, caratterizzato da una Magnitudo pari a 7.4 Richter, ha causato più di 15.000 morti e 600.000 senzatetto, mentre il terremoto di Chi-Chi a Taiwan, con una Magnitudo superiore pari a 7.6, ha provocato danni largamente inferiori, con 2.400 morti e 100.000 senzatetto.*

*Si deduce da questi dati sintetici che la capacità distruttiva di un terremoto è una combinazione complessa tra le caratteristiche del sisma e le proprietà delle strutture. Pertanto, terremoti, che ad una prima analisi sembrano simili, nella realtà possono determinare effetti strutturali molto diversi. Per questo motivo la definizione di appropriati indici di danno rappresenta ancora un settore di ricerca avanzata nell'ingegneria sismica e solo negli ultimi anni l'introduzione di questi concetti in ambito tecnico sta determinando una ricaduta nella progettazione.*

*In questo rapporto, che si inserisce nel tema dello sviluppo di strumenti e strategie per gli interventi di riduzione del rischio sismico, coordinato da Gian Michele Calvi, è presentato uno stato dell'arte su indici e misure di danno utilizzate nella progettazione sismica e rivolto ai tecnici del settore. A questo proposito sono stati collazionati i principali contributi forniti da numerosi ricercatori, con l'obiettivo di fornire un quadro organico, ma necessariamente sintetico delle conoscenze. Nella prima parte sono illustrati gli indici desumibili direttamente dall'esame delle registrazioni accelerometriche; nella seconda parte sono esaminati gli indici ricavati dalla risposta lineare delle strutture; nella terza parte si introduce la risposta nonlineare delle strutture, mentre nella quarta parte si discutono i funzionali di danno legati alla risposta strutturale in campo ciclico. In conclusione alcune registrazioni, relative a terremoti italiani e stranieri particolarmente significativi, sono esaminate alla luce delle misure di danno descritte in precedenza.*

*Un'estesa bibliografia di riferimento completa il rapporto per consentire al lettore i necessari approfondimenti nelle diverse tematiche affrontate.*

*Il Presidente del G.N.D.T.  
Prof. Claudio Eva*



## **1. INDICI E MISURE DI DANNO NELLA PROGETTAZIONE SISMICA**

Negli ultimi anni, lo sviluppo di nuovi criteri di progettazione strutturale e la rinnovata importanza della valutazione della vulnerabilità sismica nelle costruzioni esistenti, eventualmente non progettate con criteri antisismici, hanno allargato l'insieme degli obiettivi della progettazione in zona sismica.

In realtà, lo scopo della progettazione strutturale, come chiaramente puntualizzato negli anni da vari autori, è e rimane unico: realizzare le migliori strutture possibili, sia dal punto di vista tecnico che economico, capaci di resistere e trasmettere le forze e/o le deformazioni, che sono imposte loro dall'ambiente in cui esse si trovano a svolgere la propria funzione. Si tratta, quindi, di raggiungere un'ottimizzazione, intesa nel senso più ampio possibile del termine, che non consideri solo il costo iniziale della struttura, ma anche aspetti quali i benefici derivanti dall'esercizio della stessa, il costo della sua manutenzione, la probabilità che essa possa subire dei danni durante la propria vita e così via. Si intuisce, dunque, che un approccio razionale alla progettazione richiede l'effettiva capacità di stimare la probabilità che la struttura possa subire un certo livello di danno, necessaria per valutare il grado di rischio legato ad ognuna delle diverse scelte possibili.

Il processo progettuale implica, com'è noto, la scelta fra diverse soluzioni, cui sono collegate conseguenze, che devono essere valutate e confrontate, in considerazione di costi iniziali, di manutenzione e di riparazione. Il raggiungimento della scelta migliore consegue sia dalla chiara e completa comprensione di ognuno degli aspetti sopra menzionati, sia da un'ampia visione d'insieme delle varie fasi di un processo, che tenga conto di tutte le intime relazioni fra i vari momenti dell'attività progettuale.

### **1.1 Criteri di progetto sismico**

Il primo e forse più difficile problema da affrontare in tale processo riguarda la formulazione dei criteri di progettazione, in pratica l'insieme di regole e linee guida, che vanno seguite al fine di assicurare il raggiungimento degli obiettivi di progetto. I tre maggiori obiettivi da raggiungere sono la sicurezza, la funzionalità e l'economicità.

Il primo obiettivo è sicuramente il più importante, in quanto l'eventuale collasso strutturale può comportare la perdita di vite umane, oltre che un cospicuo danno economico. Vale la pena ricordare che non esiste nessuna struttura totalmente sicura, essendoci sempre una finita probabilità di crollo, dovuta a possibili errori umani nella progettazione o nella realizzazione dell'opera o all'accadimento di eventi non previsti in fase di progetto.

Comunque, anche se la struttura è "sicura" nei riguardi del collasso, non è detto che essa sia fruibile, cioè che sia garantita la funzionalità. Una eccessiva deformabilità o una elevata sensibilità alle vibrazioni potrebbero renderla non

utilizzabile per gli scopi previsti: appare chiaro, quindi, che, seppure le conseguenze di una mancata funzionalità siano meno preoccupanti, il bisogno di assicurare la funzionalità dell'opera assume un'importanza paragonabile, all'interno del processo progettuale, a quella della sicurezza.

Soddisfatti i primi due obiettivi, la struttura deve risultare la più economica possibile; ciò si realizza, in realtà, ricercando continuamente nel processo progettuale una soluzione di compromesso tra funzionalità ed economicità, confortata dal miglior rapporto costi/benefici.

I criteri di progetto, da ricercarsi secondo le finalità sopra dette, hanno la funzione primaria di ridurre un problema complesso in una forma semplice, che non lasci spazio a dubbi e incertezze, specificando chiaramente le linee guida per il progettista.

## **1.2 Multi-Level Performance-Based Design**

La filosofia generale della progettazione antisismica, stabilita e accettata universalmente, consta dei seguenti obiettivi:

- prevenire un danneggiamento non strutturale, in occasione di eventi sismici di minor intensità, che possono presentarsi frequentemente durante la vita della struttura;
- prevenire un danneggiamento strutturale, minimizzando quello non strutturale, in occasione di eventi di moderata intensità, che possono avvenire meno frequentemente;
- scongiurare il pericolo di collasso strutturale in occasione di terremoti di elevata intensità, eventi rari, ma possibili.

Nell'ottica di questa impostazione generale, si dovrebbe tentare di realizzare tutti gli obiettivi indicati, con il minore aumento di costo possibile, sia iniziale che di manutenzione, e con il più ridotto sacrificio per le caratteristiche architettoniche delle strutture.

In realtà, molti degli attuali codici normativi mostrano attenzione solo al terzo degli obiettivi prima elencati; ossia sono caratterizzati dall'aver come unico scopo quello di proteggere la comunità dal rischio di possibili perdite di vite umane, in conseguenza di un evento sismico di elevata intensità. In poche parole, le normative tecniche di vecchia concezione si basano su un concetto di progettazione antisismica a unico livello. Ciò ha stimolato negli anni una intensa discussione, nella quale molti autori hanno messo in luce la necessità di un salto qualitativo nei criteri informativi dei futuri codici tecnici, che consenta il passaggio da una progettazione antisismica a un solo livello (safety level) a criteri e metodologie progettuali multi-livello. Si diffonde, cioè, la convinzione della necessità di una progettazione che individui diversi livelli prestazionali per le strutture (performance-based design), nella certezza

che lo scopo principale dei vari criteri progettuali sia quello di permettere l'individuazione delle prestazioni desiderate per la struttura nelle condizioni previste.

Molte delle normative tecniche di nuova concezione specificano almeno due criteri prestazionali fondamentali: la struttura deve essere sicura nei confronti del collasso in caso di un terremoto di intensità pari a quella di progetto; essa deve, inoltre, limitare al massimo i danni, in caso di eventi sismici, attesi con una maggiore probabilità, caratterizzati da intensità inferiore.

### **1.3 Danneggiamento nella progettazione sismica**

E' in questo quadro di continua evoluzione e miglioramento delle procedure progettuali, che l'implementazione di tutti questi nuovi concetti richiede la definizione di indici e di misure di danno quantitativi.

Sebbene siano state condotte ricerche analitiche e sperimentali sul comportamento sismico delle strutture fin dagli anni '60, solo negli ultimi quindici anni si sono fatti tentativi sistematici di stima quantitativa del grado di danneggiamento, riportato da una struttura a seguito di un evento sismico, utilizzando i cosiddetti indici di danno e, cosa più importante, cercando di calibrare questi ultimi adoperando dati sperimentali disponibili.

Un problema fondamentale del performance-based design è proprio l'introduzione di una valida modellazione del danneggiamento nell'analisi sismica. Inoltre è altrettanto importante valutare in senso ampio l'intensità attesa dell'evento sismico. Se l'intensità attesa dell'evento è largamente sovrastimata, il costo di nuove costruzioni e l'adeguamento sismico delle esistenti sarebbe eccessivo. D'altra parte, una grande sottovalutazione dell'intensità sismica porterebbe a grandi danni e a perdite di vite umane. A questo scopo, quindi, una credibile definizione dell'intensità deve essere messa in relazione con gli effetti del danno sul comportamento strutturale, al fine di valutare il rischio sismico potenziale e classificare l'input sismico. Risulta, peraltro, immediata la connessione con una valutazione del danneggiamento anche sotto l'aspetto economico, attraverso la definizioni di appropriate variabili di danno.

Si possono elencare delle situazioni tipiche in cui la disponibilità pratica di indicatori di danno risulta di importanza primaria:

- valutazione di danni in seguito ad un evento sismico, nella quale le misure richieste per la riparazione e il rafforzamento devono essere definite;
- studi affidabili e previsioni di danno su strutture esistenti, cui affidare decisioni sulla validità economica o meno di interventi di adeguamento o simili;
- simulazione di comportamenti in zona sismica di nuovi tipi di strutture, specialmente se di grande importanza.

Attesa, quindi, la necessità di validi strumenti per una valutazione affidabile del danneggiamento strutturale, occorre passare alla modellazione del danno nell'analisi sismica, anche in relazione al sempre più spinto utilizzo delle risorse strutturali inelastiche, per far fronte alle sollecitazioni provocate da eventi eccezionali come i terremoti.

La formalizzazione di una teoria completa, che descriva il comportamento meccanico dei materiali e delle strutture per effetto di carichi ciclici in campo elasto-plastico, analogamente a quanto già storicamente avvenuto relativamente alle sollecitazioni di tipo monotono, deve abbracciare due aspetti tra loro complementari:

- la corretta definizione di opportuni criteri di collasso, che permettano di valutare la condizione di crisi per effetto di carichi ciclici caratterizzati da una distribuzione casuale, partendo dall'individuazione di pochi parametri di resistenza e deformabilità, deducibili da prove sperimentali semplici e, soprattutto, facilmente codificabili, analogamente a quanto avviene nell'ambito delle strutture soggette a sollecitazioni monotone con l'introduzione dei criteri di resistenza, caratteristici della meccanica classica;
- l'introduzione di validi modelli di comportamento ciclico, che siano in grado di simulare in maniera realistica la risposta evolutiva dei sistemi strutturali in ambito non lineare e che siano capaci di fornire informazioni sia sullo stato del sistema in ogni istante del processo di carico in esame, sia sulle sue capacità di risposta ad eventuali nuovi processi di carico.

La necessità di una tale formalizzazione risulta ancora più sentita alla luce dell'introduzione nella pratica, sempre più rapida e frequente, di materiali e di tipologie edilizie caratterizzate da prestazioni meccaniche nuove, ma allo stesso tempo meno conosciute, ed alla tendenza di uno sfruttamento maggiore delle prestazioni dei materiali stessi, legato all'adozione di procedimenti di calcolo e di verifica in campo non lineare.

## **2. REGISTRAZIONI DEGLI EVENTI SISMICI E MISURE DI DANNO**

La caratterizzazione delle registrazioni accelerometriche rappresenta un primo passo fondamentale nella formalizzazione di una teoria sismica corretta. Tale analisi ha il duplice obiettivo di valutare il potenziale distruttivo del sisma, a partire dal suo accelerogramma, e di classificare i terremoti, in modo da individuare una famiglia ristretta di registrazioni, che sia però significativa di una ampia casistica, con lo scopo di condurre analisi numeriche i cui risultati siano generalizzabili.

Concettualmente il terremoto di progetto deve scaturire dalla definizione degli eventi più probabili in relazione alle caratteristiche di sito; in pratica, l'applicazione di questa semplice definizione incontra seri ostacoli, in primo luogo per le difficoltà legate alla previsione delle principali caratteristiche dinamiche di un terremoto che deve ancora accadere, secondariamente per il fatto che la risposta critica di un sistema strutturale risente in maniera differente delle caratteristiche accelerometriche a seconda dei diversi livelli prestazionali, richiesti nella progettazione strutturale.

### **2.1 Scale di intensità sismica**

Le scale di intensità sismica che interessano l'ingegneria sismica dovrebbero fornire una misura esaustiva dell'intensità del terremoto, ovvero del suo potere distruttivo nei riguardi delle strutture, che sia obbiettiva e non influenzata da particolari situazioni contingenti. Nella realtà tali scale hanno spesso un carattere qualitativo o macro-quantitativo e non possono essere considerate alla stregua di indicatori del potenziale di danno. Le scale ad oggi proposte sono numerose e nel seguito si fa cenno solo a quelle più frequentemente adoperate.

#### *2.1.1 Scala Mercalli modificata*

La scala Mercalli, proposta nel 1909 con una suddivisione in 10 gradi, e successivamente modificata con l'introduzione di altri due gradi, misura l'intensità sismica in relazione agli effetti provocati sulle persone, sugli oggetti e sulle costruzioni. Si tratta, quindi, di una scala non strumentale, ma basata esclusivamente sulle osservazioni fatte dalle persone che hanno avvertito il fenomeno sismico e, eventualmente, sulla valutazione dei danni riscontrati sulle costruzioni.

Per ciascun grado sono assunte indicazioni di natura diversa proprio per allargare la gamma degli elementi cui potersi riferire nell'attribuire ad un evento sismico la giusta collocazione nella scala. Ciononostante essa non consente una valutazione obbiettiva dell'intensità di un evento sismico, perché essa non si riferisce ad una grandezza strumentale, bensì a valutazioni soggettive facilmente variabili.

Accanto a questa osservazione, che riguarda principalmente i terremoti di debole intensità che non lasciano tracce tangibili sulle strutture (di grado inferiore al VI della scala Mercalli), altre parimenti valide se ne possono aggiungere per i terremoti più violenti. Infatti, nella scala Mercalli l'entità dei danni subiti dalle costruzioni definisce il grado dell'evento sismico, indipendentemente dall'effettiva resistenza delle strutture, cioè prescindendo dalle caratteristiche, in termini di risposta sismica, del patrimonio edilizio considerato.

All'aumentare della distanza dall'epicentro gli effetti dei sismi si riducono e con essi l'intensità Mercalli, che risente in misura sostanziale, quindi, della distanza dell'osservatore dall'epicentro: questa circostanza consente di tracciare sulla regione colpita delle linee, dette isosisme, che congiungono i punti del territorio dove gli effetti verificatisi sono paragonabili.

### 2.1.2 Magnitudo

La magnitudo  $M$  è una misura dell'energia  $E$  rilasciata dal terremoto e si determina attraverso la valutazione dello spostamento massimo del terreno fornito da un sismografo standard posto alla distanza di 100 km dall'epicentro.

Quest'ultima convenzione, che potrebbe sembrare fortemente limitativa, non è in pratica determinante in virtù dell'osservazione che segue. Se si riportano su un diagramma cartesiano, per due eventi sismici diversi, che indichiamo come evento 1 ed evento 2, le misure effettuate con lo strumento standard, ponendo sull'asse delle ascisse le distanze  $\Delta$  in km e sulle ordinate il logaritmo decimale dello spostamento massimo  $A$ , si ottengono due curve sensibilmente parallele, cioè tali che la differenza ( $\log A_1 - \log A_2$ ) risulta praticamente indipendente dalla distanza dello strumento.

Si definisce, pertanto, magnitudo del terremoto 1 la differenza:

$$M = \log A_1 - \log A_0 \quad (2.1)$$

se con  $A_0$  si indica lo spostamento massimo provocato da un terremoto campione. Richter, che propose nel 1934 questa unità di misura, fissò convenzionalmente quale terremoto campione quello che provoca alla distanza di 100 km uno spostamento massimo  $A_0$ , misurato con lo strumento standard, pari a 0,001 m.

Per terremoti più deboli di quello campione, quindi, la magnitudo risulta negativa, ma occorre subito precisare che questa possibilità non è di interesse per l'ingegneria sismica, trattandosi di eventi così deboli da non essere neanche percepiti dall'uomo: solo per valori della magnitudo superiori a 2, infatti l'evento sismico è generalmente avvertito dalle persone.

La magnitudo fornisce una misura oggettiva dell'energia rilasciata: la correlazione, che trova maggiori consensi da parte dei sismologi, fra la magnitudo  $M$  e l'energia  $E$  è fornita da:



$$\log E = 11.8 + 1.5M \quad (2.2)$$

(con  $E$  espressa in Ergon) e mostra che quest'ultima aumenta sensibilmente per un incremento unitario della magnitudo.

Poiché l'energia rilasciata è proporzionale alla lunghezza  $L$  della faglia generatrice può istituirsi una correlazione teorica fra tale lunghezza e la magnitudo. Analogamente, in base alle osservazioni fatte, si è riscontrato un aumento progressivo della durata di un terremoto con l'aumentare della magnitudo.

Per quanto riguarda l'influenza della distanza  $\Delta$  dall'epicentro, all'aumentare di essa si manifesta una attenuazione degli effetti e cioè dei valori massimi, dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento del terreno; il contenuto in frequenza della funzione accelerazione del terreno, inoltre, subisce una trasformazione nel senso che il periodo dell'armonica predominante aumenta all'aumentare della distanza  $\Delta$ .

Anche, il tipo di terreno attraverso il quale si propagano le onde sismiche risulta determinante, comprendendo eventuali fenomeni di locale amplificazione, che possono trasformare in maniera sensibile gli effetti dell'evento sismico.

## **2.2 Grandezze caratteristiche del moto al suolo**

Per grandezze caratteristiche del moto al suolo si intendono quei parametri, ricavabili immediatamente dalla semplice conoscenza delle registrazioni degli eventi sismici, che possono essere utilizzati al fine di valutare il potenziale di danno di un terremoto, senza dover affrontare lo studio della risposta strutturale.

### *2.2.1 Parametri di picco*

La maniera più semplice per caratterizzare l'evento sismico consiste nell'utilizzo di parametri di picco o di quelli ottenuti per integrazione dell'accelerogramma. Fra i parametri di picco figurano la massima accelerazione al suolo (peak ground acceleration, PGA), la massima velocità (velocity, PGV) e il massimo spostamento (displacement, PGD), ovvero i loro rapporti (PGV/PGA e PGD/PGV).

La PGA, pur essendo una delle misure più immediate per descrivere un terremoto, non consente tuttavia una valutazione esaustiva del potenziale di danno; essa, infatti, può fornire una valutazione fuorviante delle capacità distruttive di un evento. L'osservazione delle registrazioni relative a molti eventi sismici ha mostrato che terremoti caratterizzati da un valore molto elevato della accelerazione di picco possono non produrre danni strutturali apprezzabili, mentre terremoti con valori di PGA molto bassi possono dimostrarsi inaspettatamente distruttivi.

La PGV, invece, sembra poter fornire una misura più rappresentativa dell'intensità sismica, essendo direttamente connessa con il contenuto energetico associato all'evento.

Il rapporto PGA/PGV rappresenta un altro indicatore molto interessante del potenziale di danno di una registrazione accelerometrica.

Studi sismologici hanno mostrato che l'attenuazione del valore massimo della velocità con la distanza è generalmente più lenta di quella dell'accelerazione. Come risultato si ha che il rapporto PGA/PGV risulta più alto vicino all'epicentro e diminuisce al crescere della distanza. Una registrazione prossima all'epicentro è di tipo impulsivo, caratterizzata da una breve durata e con alte frequenze dominanti, mentre una registrazione più lontana è di tipo più regolare e caratterizzata da una durata maggiore. Inoltre, è stato messo in luce (Zhu et al., 1988) che terremoti con frequenze dominanti elevate sono caratterizzati da alti valori del rapporto PGA/PGV, mentre quelli con frequenze dominanti più basse sono generalmente associati a bassi valori di tale rapporto.

Gli eventi a media distanza dall'epicentro hanno normalmente un contenuto in frequenze significative distribuite su un intervallo abbastanza ampio, presentando valori intermedi di tale rapporto. Perciò il valore PGA/PGV fornisce informazioni, valide in senso statistico, sulle frequenze dominanti dell'evento sismico, sulle potenzialità di danno (crescente al diminuire di tale rapporto) e sulla richiesta di energia isteretica. Zhu, Tso e Heidebrecht (1988) hanno studiato, attraverso un'analisi statistica basata su tre gruppi di registrazioni di terremoti reali (basso, medio e alto rapporto PGA/PGV), l'importanza della variazione del rapporto PGA/PGV sulla richiesta di duttilità per un sistema a un grado di libertà, utilizzando il modello isteretico di Takeda, con una curva di carico bilineare.

Essi hanno osservato che il rapporto PGA/PGV ha un effetto importante sulla risposta del sistema: per le strutture sottoposte agli eventi sismici caratterizzati da un basso valore di PGA/PGV si hanno deformazioni plastiche più consistenti, un maggior degrado di rigidità e una maggiore richiesta di energia da dissipare, rispetto al caso di alti valori di PGA/PGV. La differenza nella richiesta di energia isteretica è più pronunciata rispetto quella nella richiesta di duttilità, per il fatto che gli eventi sismici con bassi valori di PGA/PGV hanno, in genere, durate maggiori, in aggiunta alle differenze nel contenuto in frequenze. Tale effetto è, ovviamente, diversificato al variare delle caratteristiche della struttura, in termini di periodo di vibrazione e di resistenza.

### 2.2.2 Parametri integrali

I parametri integrali sono in genere basati sulla radice quadrata media dell'accelerazione, della velocità o dello spostamento:

$$RMSX = \left[ \frac{1}{t_E} \int_0^{t_E} x^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (2.3)$$

in cui  $x(t)$  rappresenta l'accelerazione  $a_g(t)$ , la velocità  $v_g(t)$  oppure lo spostamento  $d_g(t)$  e  $t_E$  è la durata totale dell'evento sismico. Questi parametri integrali, ovviamente, consentono una misura più efficace del contenuto energetico del terremoto.

### Intensità di Arias

Una misura dell'intensità sismica, in funzione dell'energia dissipata dalle costruzioni per effetto dell'evento sismico, è stata proposta da Arias (1970). Se si indica con  $E$  l'energia dissipata per unità di massa da un oscillatore semplice con frequenza propria  $\omega$  e smorzamento relativo  $\nu$ , l'intensità secondo Arias può definirsi dalla relazione:

$$I = \int_0^{\infty} E d\omega \quad (2.4)$$

alla quale si associa, quindi, l'ipotesi che gli oscillatori semplici siano uniformemente distribuiti nell'intervallo  $0 < \omega < \infty$ . Sviluppando tale formula si perviene alla definizione dell'intensità in un punto e secondo una direzione attraverso la relazione:

$$I_{XX} = \frac{ar \cos \mathbf{u}}{g \sqrt{1 - \mathbf{u}^2}} \int_0^{t_E} a_x^2(t) dt \quad (2.5)$$

nella quale:

$I_{XX}$  è l'intensità di Arias nella direzione  $x$ ;

$g$  è l'accelerazione di gravità;

$\nu$  è lo smorzamento relativo;

$t_E$  è la durata del terremoto;

$a_x(t)$  è l'accelerazione del terreno  $a_g(t)$  registrata nella direzione  $x$ .

Poiché la funzione  $f(\mathbf{u}) = \frac{ar \cos \mathbf{u}}{\sqrt{1 - \mathbf{u}^2}}$  cresce molto lentamente al crescere di  $\nu$  essa

può ritenersi praticamente costante, attesi i modesti valori degli smorzamenti relativi delle costruzioni, e pari al valore iniziale  $\pi/2$ . L'espressione (2.5) diventa pertanto:

$$I_{XX} = \frac{P}{2g} \int_0^{t_E} a_x^2(t) dt \quad (2.6)$$

Si supponga, ora, di possedere le tre registrazioni accelerometriche del moto del terreno  $a_x(t)$ ,  $a_y(t)$  ed  $a_z(t)$  nelle tre direzioni ortogonali di un sistema di riferimento cartesiano: l'accelerazione nella direzione della generica retta passante per il centro del sistema sarà data da:

$$a(t) = \mathbf{l} \cdot a_x(t) + \mathbf{m} \cdot a_y(t) + \mathbf{r} \cdot a_z(t) \quad (2.7)$$

se con  $\lambda$ ,  $\mu$  e  $\rho$  si indicano i tre coseni direttori della retta in esame. Applicando l'espressione di  $I_{XX}$  a quella dell'accelerazione appena definita con la (2.7), si può calcolare l'intensità nella generica direzione definita dai tre coseni direttori:

$$I_{(\mathbf{l}, \mathbf{m}, \mathbf{r})} = \mathbf{l}^2 \cdot I_{XX} + \mathbf{m}^2 \cdot I_{YY} + \mathbf{r}^2 \cdot I_{ZZ} + \mathbf{l} \cdot \mathbf{m} \cdot I_{XY} + \mathbf{m} \cdot \mathbf{r} \cdot I_{YZ} + \mathbf{r} \cdot \mathbf{l} \cdot I_{ZX} \quad (2.8)$$

avendo posto:

$$\begin{aligned} I_{XX} &= \frac{\mathbf{p}}{2g} \int_0^{t_E} a_x^2(t) dt \quad ; \quad I_{YY} = \frac{\mathbf{p}}{2g} \int_0^{t_E} a_y^2(t) dt \\ I_{ZZ} &= \frac{\mathbf{p}}{2g} \int_0^{t_E} a_z^2(t) dt \quad ; \quad I_{XY} = \frac{\mathbf{p}}{2g} \int_0^{t_E} a_x(t) \cdot a_y(t) dt \\ I_{YZ} &= \frac{\mathbf{p}}{2g} \int_0^{t_E} a_y(t) \cdot a_z(t) dt \quad ; \quad I_{ZX} = \frac{\mathbf{p}}{2g} \int_0^{t_E} a_z(t) \cdot a_x(t) dt \end{aligned} \quad (2.9)$$

Si può quindi costruire un tensore  $\Theta$  le cui componenti, riferite al sistema di assi assunto, sono proprio le nove grandezze appena definite. La matrice del tensore risulta pertanto:

$$[\Theta] = \begin{bmatrix} I_{XX} & I_{XY} & I_{XZ} \\ I_{YX} & I_{YY} & I_{YZ} \\ I_{ZX} & I_{ZY} & I_{ZZ} \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

Il primo invariante del tensore risulta indipendente dalla rotazione degli assi di riferimento intorno al punto di origine del sistema e rappresenta proprio l'intensità del terremoto in tale punto. Si ha così:

$$I_A = I_{XX} + I_{YY} + I_{ZZ} = \frac{\mathbf{p}}{2g} \int_0^{t_E} (a_x^2(t) + a_y^2(t) + a_z^2(t)) dt \quad (2.11)$$

Tale parametro si basa, cioè, sulla RMSA (eq. 2.3) risultando:

$$I_A = \frac{\mathbf{P}}{2g} \cdot t_E \cdot RMSA^2 = \frac{\mathbf{P}}{2g} \int_0^{t_E} a_g^2(t) dt \quad (2.12)$$

Facendo coincidere l'asse z con quello verticale si ha che la somma  $I_{XX}+I_{YY}$  risulta indipendente dalla rotazione del riferimento intorno a tale asse e pertanto misura l'intensità del terremoto nel punto per una qualsiasi direzione orizzontale. Poiché sono proprio gli effetti orizzontali del terremoto quelli che interessano maggiormente l'ingegneria sismica, ci si riferisce generalmente all'intensità nel piano orizzontale:

$$I_A = I_{XX} + I_{YY} = \frac{\mathbf{P}}{2g} \int_0^{t_E} (a_x^2(t) + a_y^2(t)) dt \quad (2.13)$$

La definizione di Arias dell'intensità del terremoto presenta diversi vantaggi, rispetto ad altre definizioni, come ad esempio quella dell'intensità spettrale di Housner:

- l'indipendenza dal valore dello smorzamento relativo del sistema;
- l'essere definita nel punto e non essere funzione, quindi, delle due direzioni orizzontali cui si riferiscono le due registrazioni accelerometriche;
- la facilità di calcolo, non essendo necessario passare attraverso la costruzione degli spettri di risposta.

### Fattore di Saragoni

Nell'ambito degli studi sui problemi legati alla tecnica di stimare la vulnerabilità strutturale attraverso gli spettri di risposta Saragoni (1990) ha mostrato che la capacità distruttiva di un terremoto misurata in termini di richiesta di duttilità su semplici modelli elasto-plastici dipende dall'energia totale come dal numero di passaggi per lo zero nell'unità di tempo (intensity of zero crossings).

Per questa ragione, la valutazione degli effetti di un evento di sismico attraverso la sola accelerazione massima al suolo risulta errato.

Dalla richiesta di duttilità legata ad un certo accelerogramma è stato definito un nuovo parametro  $P_D$ , capace di misurare la capacità di produrre danno strutturale di un terremoto. Tale fattore è definito come:

$$P_D = \frac{\mathbf{P}}{2g} \frac{\int_0^{t_E} a_g^2(t) dt}{\mathbf{u}_0^2} = \frac{I_A}{\mathbf{u}_0^2} \quad (2.14)$$

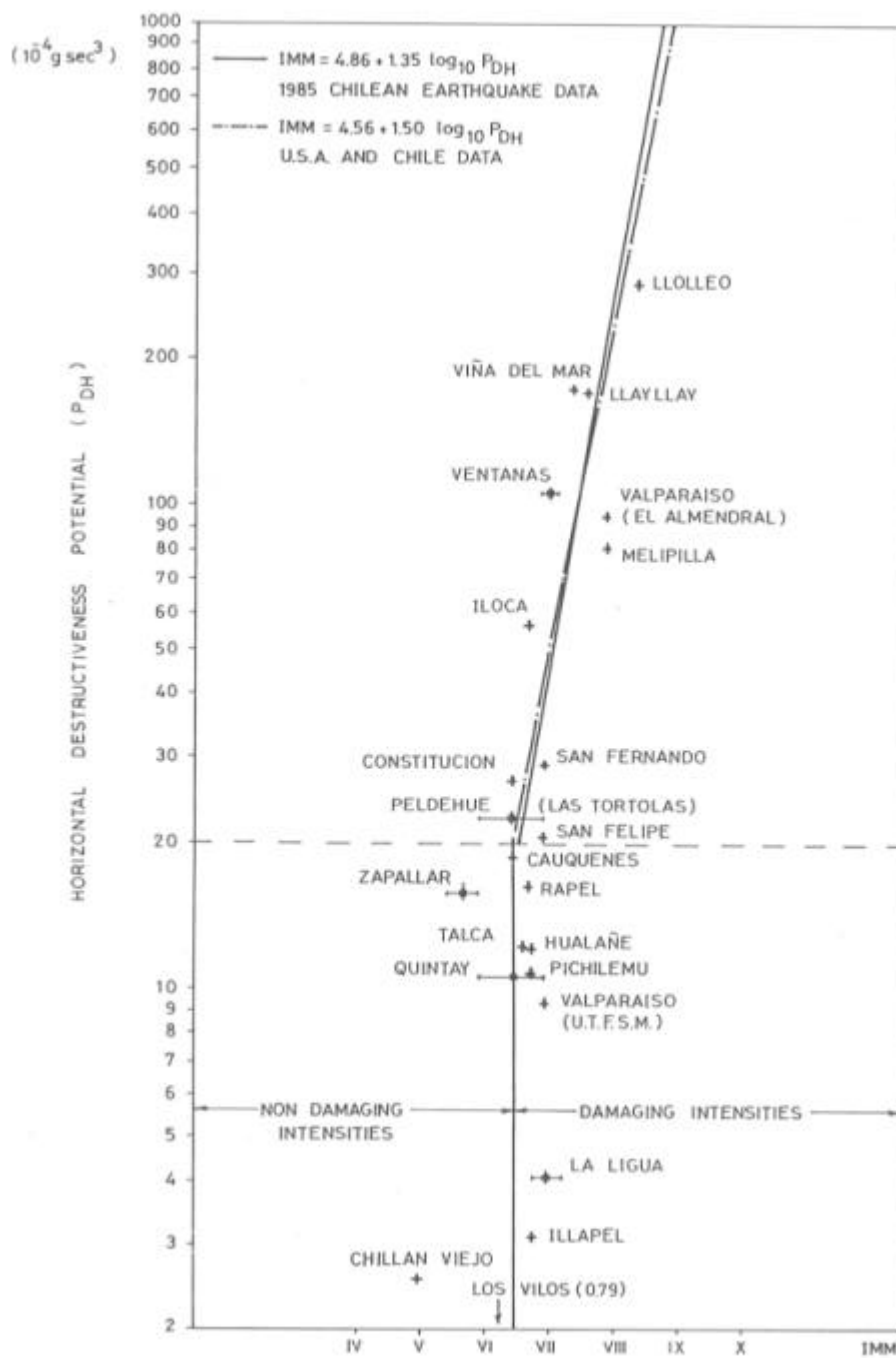


Fig. 2.1 - Relazione tra la IMM e il fattore di Saragoni (terremoto del Cile del 1985 ed altri eventi sismici)(Saragoni, 1990).

dove  $a_g(t)$  è l'accelerazione,  $u_0$  è il numero di passaggi per lo zero della registrazione nell'unità di tempo,  $t_E$  è la durata totale dell'accelerogramma e  $g$  è l'accelerazione di gravità. Il potenziale di capacità distruttiva orizzontale viene definito come somma dei due parametri misurati secondo due direzioni orizzontali fra loro ortogonali.

Attraverso lo studio del terremoto cileno del 1985 sono state trovate delle correlazioni fra questo parametro e la scala di intensità di Mercalli modificata (IMM):

- $IMM = 4.86 + 1.35 \log_{10} P_D$   
considerando i soli accelerogrammi cileni;
- $IMM = 4.56 + 1.50 \log_{10} P_D$   
considerando anche accelerogrammi di terremoti avvenuti in U.S.A. oltre a quelli cileni.

Dal confronto con i valori dell'intensità valutata con la IMM si evince un'ottima correlazione (figura 2.1) fra il  $P_D$  e la scala di intensità di Mercalli modificata. Questo è un risultato molto importante perché permette di correlare un misura strumentale con un danneggiamento osservato.

Le due espressioni ricavate, praticamente coincidenti, mettono in luce la relativa indipendenza di tale fattore dal tipo di terremoto.

Dall'applicazione di tali concetti alle varie registrazioni accelerometriche relative ai terremoti cileni, si ottiene un'ulteriore conferma del fatto che la capacità di danneggiamento di un evento sismico non è correlata alla massima accelerazione al suolo.

#### Fattore di Cosenza e Manfredi

La valutazione del danneggiamento di una struttura soggetta ad una eccitazione sismica è strettamente correlata al numero di cicli plastici che essa è costretta a percorrere e della loro ampiezza. Pertanto, individuata la distribuzione statistica più adatta (per gli scopi tecnici la distribuzione esponenziale risulta sufficientemente accurata), il problema si sposta sulla individuazione dei valori  $n$ , numero di cicli plastici, e  $m$ , valore medio della loro distribuzione. Il parametro  $I_D$  introdotto da Cosenza e Manfredi (1997) si è rivelato un ottimo strumento per il calcolo di questi due valori, mediante l'uso di opportune formule di correlazione in cui compare anche la duttilità. Tale parametro risulta così definito:

$$I_D = \frac{I_E}{PGA^2} \cdot \frac{PGA}{PGV} = \frac{I_E}{PGA \cdot PGV} \quad (2.15)$$

che, essendo:

$$I_E = \int_0^{t_E} a^2(t) dt \quad (2.16)$$

risulta uguale a:

$$I_D = \frac{2g}{p} \frac{I_A}{PGA \cdot PGV} \quad (2.17)$$

Il parametro  $I_D$ , come si mostrerà nel cap. 4, essendo collegato al numero di cicli plastici, è, quindi, in relazione con il contenuto energetico dell'evento sismico.

Confronti effettuati con i risultati ottenuti da numerosi accelerogrammi italiani e stranieri hanno, infatti, evidenziato la stretta correlazione tra il valore assunto da  $I_D$  e l'energia dissipata dalla struttura (Manfredi 2000).

### 2.2.3 Durata dell'evento sismico

Tutte le misure integrali dipendono dalla durata totale del terremoto, che è una quantità non facilmente definibile in senso tecnico; in più l'esperienza, basata su molti eventi sismici di diverso tipo, mostra che la durata influenza in modo significativo il livello di danneggiamento strutturale.

Registrazioni caratterizzate da alti valori dell'accelerazione al suolo e delle grandezze spettrali producono un grado di danno lieve se la durata è breve (terremoto di Ancona, 1972), mentre registrazioni con bassi valori dell'accelerazione e con una lunga durata possono risultare molto distruttivi (terremoto del Messico, 1985).

Appare chiaro, quindi, come la durata costituisca una caratteristica molto importante dell'evento sismico, sia per la risposta strutturale che per la risposta del terreno.

#### Durata effettiva

L'incertezza legata alla misura della durata totale  $t_E$  di un evento sismico dipende dalla difficoltà di definirla; nel tempo si sono avute definizioni sempre più evolute e complete soprattutto cercando di mettere in relazione la durata del terremoto con il contenuto energetico dello stesso.

I primi studi sulla dipendenza della durata dalla magnitudo e dalla distanza epicentrale non producono delle definizioni quantitative. Successivamente, la durata viene definita come l'intervallo di tempo durante il quale si registra il 95% dell'energia totale associata all'evento (Husid et al., 1969), oppure come l'intervallo di tempo che passa tra il primo e l'ultimo picco di accelerazione superiore al livello di 0.05 g (bracketed duration) (Page et al., 1972).



Trifunac e Brady (1975) definiscono la durata di una funzione di eccitazione  $f(t)$ , che può essere l'accelerazione, la velocità o lo spostamento, come l'intervallo di tempo più breve possibile durante il quale si raggiunge il 90% dell'integrale:

$$\int_0^{t_E} f^2(t) dt \quad (2.18)$$

in cui  $t_E$  rappresenta la durata totale della registrazione accelerometrica. Ciò comporta, nel caso si consideri la funzione accelerazione, che la durata effettiva  $t_D$  rappresenti l'intervallo di tempo più breve necessario per raggiungere il 90% della RMSA.

Bolt (1973) suggerisce di considerare la durata legata al contenuto in frequenza del terremoto, associando un valore ad ognuna delle diverse bande di frequenza considerate. Trifunac e Westermo (1977, 1982) seguono questa idea e sviluppano una definizione di durata dipendente dalla frequenza.

McCann e Shah (1979) basano la propria definizione di durata sulla RMSA(t):

$$RMSA(t) = \left[ \frac{1}{t} \int_0^t a^2(\mathbf{t}) d\mathbf{t} \right]^{1/2} \quad (2.19)$$

Lo studio della derivata della RMSA(t) permette di individuare l'istante dopo il quale la RMSA(t) è sempre decrescente. Questo istante rappresenta il limite superiore della porzione di moto significativa e consente di individuare la durata effettiva. Peng et al. (1989) introducono nella definizione di durata la dipendenza dallo smorzamento relativo e dalla frequenza.

La definizione di durata, in sostanza, ha fatto notevoli progressi dalla semplice bracketed duration di Page verso definizioni in grado di considerare il legame con il contenuto in frequenza o la risposta strutturale, considerando l'energia sismica come il mezzo più efficace per la sua definizione.

Molte delle definizioni di durata utilizzano un integrale del tipo  $\int_0^t f^2(\mathbf{t}) d\mathbf{t}$ , dove con  $f(t)$  può essere indicata la funzione accelerazione, velocità o spostamento. La parte di registrazione in cui  $\int_0^t f^2(\mathbf{t}) d\mathbf{t}$  subisce i maggiori incrementi può essere definita come quella parte dell'eccitazione sismica più significativa.

### Bracketed & normalized durations

Kawashima e Aizawa (1989) hanno proposto una formulazione alternativa della durata molto interessante da un punto di vista pratico, che estende la definizione di bracketed duration di Page. Se si considera l'accelerogramma di figura 2, si osserva un progressivo incremento dell'accelerazione fino all'attingimento del valore di picco, indicato con  $a_{\max}$  [cm/s<sup>2</sup>] che avviene in corrispondenza del tempo  $t_{\max}$  [s]; successivamente l'accelerazione torna a diminuire progressivamente.

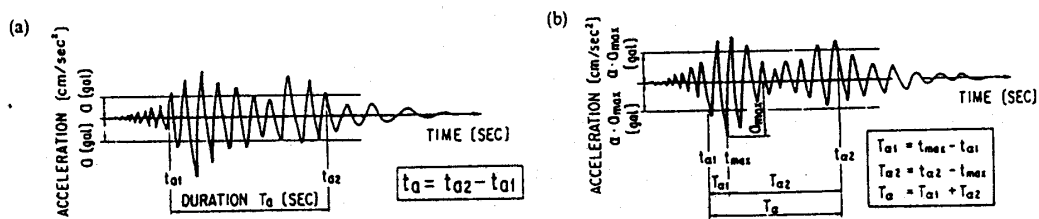


Fig. 2.2 - Definizione della bracketed duration e della normalized duration (Kawashima e Aizawa 1989).

Ovviamente, l'accelerazione non cresce o diminuisce necessariamente in maniera monotona, bensì presenta un susseguirsi di picchi con diverse alternanze di segno.

La durata significativa dal punto di vista della progettazione sismica consiste nell'intervallo di tempo che passa fra la prima e l'ultima escursione dell'accelerazione più grande di un dato valore, da specificarsi nei criteri di progetto.

La bracketed duration  $t_a$  viene definita come l'intervallo di tempo:

$$t_a = t_{a2} - t_{a1} \quad (2.20)$$

in cui  $t_{a1}$  e  $t_{a2}$  rappresentano, sull'asse dei tempi dell'accelerogramma, i tempi (in secondi) in cui l'accelerazione assume, per la prima e per l'ultima volta in tutta la registrazione, un dato valore di  $a$  [cm/s<sup>2</sup>].

Analogamente la durata normalizzata è definita come l'intervallo di tempo:

$$T_a = t_{a2} - t_{a1} \quad (2.21)$$

nel quale  $t_{a1}$  e  $t_{a2}$  rappresentano i tempi in cui l'accelerazione attinge, per la prima e l'ultima volta, un valore:

$$a = \mathbf{a} \cdot a_{\max} \quad (2.22)$$

con  $0 < \alpha < 1$ .

Attraverso uno studio su 394 registrazioni accelerometriche, Kawashima e Aizawa hanno individuato una correlazione fra la durata  $t_b$ , la magnitudo  $M$  dell'evento sismico e la distanza epicentrale  $\Delta$ , senza peraltro considerare una classificazione basata sulle condizioni di sito: nonostante una dispersione considerevole (vedi fig. 2.3), si individua una tendenza generale che porta la durata  $t_b$  a crescere all'aumentare dell'intensità del terremoto e della distanza epicentrale.

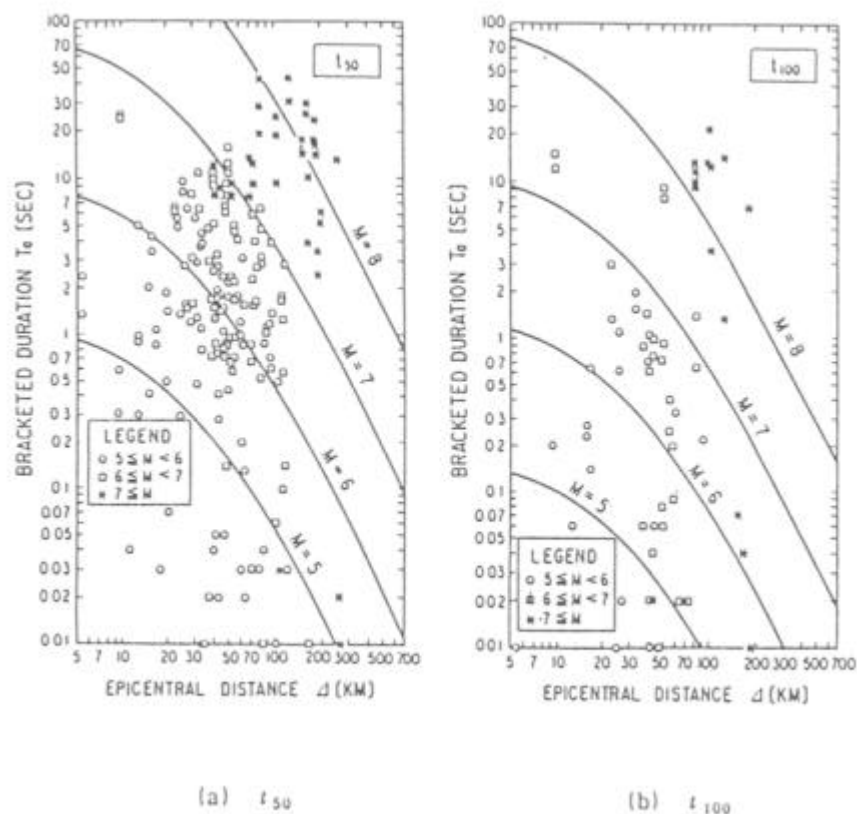


Fig. 2.3 - Dipendenza della bracketed duration dalla magnitudo  $M$  e dalla distanza epicentrale  $\Delta$  (Kawashima e Aizawa 1989).

Attraverso regressioni si sono sviluppate varie equazioni empiriche per la stima della bracketed duration. La variazione della durata  $t_b$ , in funzione della magnitudo del terremoto e della distanza epicentrale, sembra essere simile all'attenuazione della PGA: per questo motivo gli autori hanno adottato una equazione largamente adottata per l'attenuazione della PGA.

La formulazione proposta si riferisce solo alle  $t_{50}$  ( $a=50 \text{ cm/s}^2$ ) e  $t_{100}$  ( $a=100 \text{ cm/s}^2$ ), per la scarsità di dati relativi agli eventi di maggiore intensità:

$$\left. \begin{array}{l} t_{50} \\ t_{100} \end{array} \right\} = a \cdot 10^{bM} \cdot (\Delta + 30)^c \quad (2.23)$$

in cui i tre coefficienti  $a$ ,  $b$  e  $c$  sono delle costanti da determinare con un'analisi di regressione multipla. Formulazioni analoghe sono state proposte anche per la durata normalizzata.

#### Durata effettiva di Trifunac e Novikova

Trifunac e Novikova (1994) hanno recentemente proposto una definizione di durata, valutata in funzione dell'intensità, della distanza epicentrale e delle condizioni geologiche e locali del sito, che rappresenta un ulteriore affinamento, rispetto a quelle già presenti in letteratura.

La definizione proposta mette in relazione la durata con l'energia di input: il lavoro fatto per unità di massa, durante tutta l'eccitazione sismica di tutti gli oscillatori con frequenze fra 0 e  $\infty$ , è proporzionale a  $\int_0^{\infty} a_g^2(t) dt$ . Inoltre, l'energia associata alle onde

sismiche irradiate dalla sorgente del terremoto è proporzionale a  $\int_0^{\infty} v_g^2(t) dt$ , dove  $v_g$  è la

velocità del terreno. Infine, nella ricerca statistica del valore di picco di una funzione casuale  $f(t)$ , il valore atteso dipende dal numero di picchi  $N$ , che è proporzionale alla durata, e dalla RMS di  $f(t)$ :

$$RMSf = \frac{1}{t_E} \int_0^{t_E} f^2(t) dt \quad (2.24)$$

Una caratteristica comune di tutti i funzionali appena visti è la presenza dell'integrale  $\int f^2(t) dt$ , funzione del tempo crescente, monotona e proporzionale all'energia contenuta nel sistema. Risulta, quindi, naturale associare la durata all'intervallo di tempo durante il quale si realizza la maggior parte della quantità calcolata con la 2.24 (ad esempio il 90%).

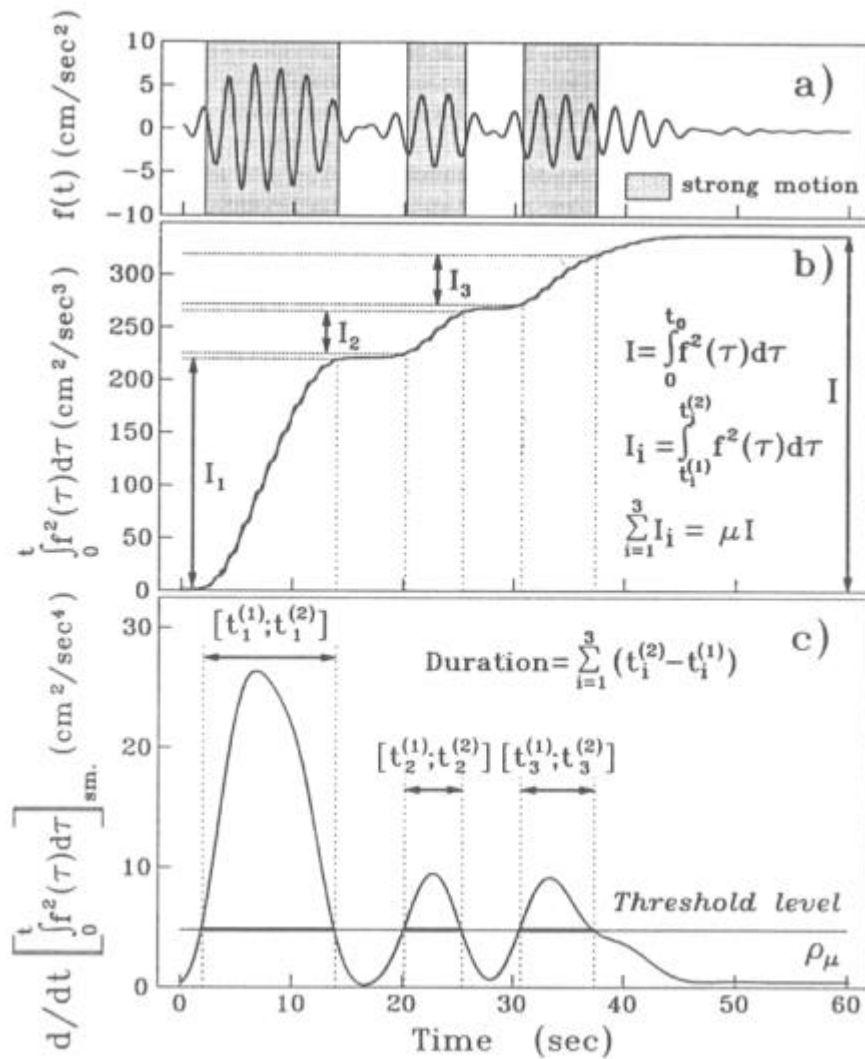


Fig. 2.4 - Definizione di durata per una componente dell'accelerazione: a) registrazione della grandezza  $f(t)$  del moto (sono evidenziati gli intervalli considerati); b) integrale  $\int_0^t f^2(t) dt$  della grandezza del moto considerata; c) derivata dell'integrale di  $f^2(t)$  ed il livello di soglia  $\rho_\mu$ . Sono evidenziati in grassetto gli intervalli temporali che contribuiscono al calcolo della durata con  $\mu = 0.9$ . (Trifunac e Novikova 1994).

Trifunac e Novikova (1994), forniscono una definizione (vedi figura 2.4) della durata come somma di intervalli di tempo, scelti all'interno dell'accelerogramma, durante i quali l'integrale  $\int_0^t f^2(t)dt$  ha gli incrementi più significativi. La somma degli integrali  $\int_{t_i^{(1)}}^{t_i^{(2)}} f^2(t)dt$  deve raggiungere, comunque, almeno il 90% dell'integrale esteso all'intera durata  $t_E$  del terremoto. Sviluppando questa analisi sull'accelerogramma filtrato in finestre di frequenze è possibile ottenere definizioni di durata dipendenti dalla frequenza.

Gli intervalli suddetti  $[t_i^{(1)}, t_i^{(2)}]$  possono essere individuati come i periodi di tempo entro i quali la derivata rispetto al tempo dello stesso integrale risulta più grande di un dato valore di soglia. Questa definizione è di tipo relativo, cioè non dà nessuna informazione riguardo al valore dell'accelerazione, al di sopra del quale conteggiare i tempi, mentre le definizioni assolute richiedono informazioni di questo genere.

Comunque, la conoscenza di una durata dipendente dalla frequenza, espressa in questo senso relativo, combinata con le informazioni riguardo al contenuto in armoniche dell'input sismico, attraverso un'analisi di Fourier, permette di avere una descrizione completa delle caratteristiche del fenomeno sismico.

La durata così definita considera la parte di maggiore interesse dello spostamento come una composizione di molte porzioni separate della registrazione, in cui gli impulsi risultano di maggiore intensità e le cui posizioni possono essere specificate. Diversamente le definizioni date da Trifunac e Brady (1975) e da McCann e Shah (1979) prevedono un intervallo che deve essere continuo.

D'altra parte definire la durata come un intervallo di tempo continuo può non avere significato per alcune registrazioni, se non si interpreta il concetto di continuità dell'input sismico in relazione alla risposta della struttura. In generale l'informazione sul tempo di arrivo di ogni impulso e sulla sua durata può essere usata per studiare la sorgente del terremoto ed i fenomeni di propagazione, oltre che per un possibile impiego per l'ulteriore sviluppo del concetto di durata. Infatti, considerando l'energia dissipata dalla struttura, durante l'intervallo di tempo tra un impulso ed il successivo, e il contemporaneo valore raggiunto dall'integrale della funzione di spostamento, si può stabilire se la struttura "vede" i due impulsi consecutivi come una eccitazione continua.

### Durata ed effetti di propagazione

Trifunac e Novikova (1995) affrontano anche il problema dei meccanismi fisici che determinano la durata degli eventi sismici e di quelli responsabili dell'aumento di tale durata nel caso di presenza di bacini di sedimentazione.

Nella loro formulazione si tiene conto delle caratteristiche di faglia, del percorso delle onde sismiche durante la loro propagazione e delle caratteristiche geologiche sia regionali che locali, proponendo una durata che risulta somma di diversi termini:

$$dur = t_0 + t_{\Delta} + t_{region} \quad (2.25)$$

in cui  $dur$  è la durata totale dell'accelerazione, della velocità o dello spostamento,  $t_0$  rappresenta la durata del processo di rottura alla faglia,  $t_{\Delta}$  ci dà l'incremento di durata dovuto agli effetti di propagazione e  $t_{region}$  descrive l'aumento dovuto alle caratteristiche geologiche regionali e alle condizioni locali di sito.

La durata del processo di rottura,  $t_0$ , dipende dall'energia rilasciata (magnitudo  $M$ ), dalla geometria della faglia (lunghezza e ampiezza della rottura,  $L$  e  $W$ ), dalla velocità del processo di rottura (velocità della dislocazione,  $v$ ) e dalla velocità delle onde di taglio ( $\beta$ ).

Fra le varie formulazioni proposte, che cercano di legare la durata di rottura con la magnitudo la più frequente risulta:

$$t_0 = a_1 + a_2 \cdot M + a_3 \cdot M^2 \quad (2.26)$$

in cui la dipendenza viene modellata con una funzione quadratica e i coefficienti  $a_i$  sono incogniti e da determinare. La durata può anche essere stimata in maniera approssimata attraverso l'espressione:

$$t_0 \approx a \cdot \exp(g \cdot M) \quad (2.27)$$

ottenuta attraverso la studio della durata della emissione delle onde ad alta frequenza, in cui  $a \approx 0.01$  e  $g \approx 1$ .

Queste formulazioni sono confrontabili con altre stime della durata del fenomeno di rottura, che tengono conto di parametri caratteristici della faglia. Fra queste vengono proposte:

$$t_1 = \frac{L}{v} + 0.5 \cdot \frac{W}{b} \quad (2.28)$$

in cui  $W$  è l'ampiezza della dislocazione,  $L$  è la lunghezza della faglia interessata dalla rottura,  $v$  è la velocità media della dislocazione e  $\beta$  è la velocità delle onde di taglio;

$$t_2 \approx \frac{W}{v} \quad (2.29)$$

che stima la durata della rottura, corrispondente al tempo impiegato dalla dislocazione per estendersi a tutta la profondità della faglia.

Per quanto riguarda l'effetto dovuto al percorso di propagazione, il termine  $t_{\Delta}$  descrive l'aumento di durata dovuto alla distanza percorsa dalle onde sismiche e viene modellato con la seguente formulazione:

$$t_{\Delta}(f) = a_4(f) \cdot \Delta \quad (2.30)$$

Questa forma è in accordo con le osservazioni sperimentali, secondo le quali la durata del terremoto cresce con l'aumentare della distanza percorsa dalle onde sismiche, per effetto di un fenomeno di dispersione delle stesse. Inoltre tale fenomeno presenta intensità diverse a seconda della frequenza delle onde che si propagano.

Al massimo (figura 2.5), intorno alla frequenza di 0.2 Hz, il valore di  $a_4$  corrisponde ad un incremento di durata di 2 secondi ogni 10 km di distanza epicentrale, e alle frequenze di 15÷20 Hz questo valore scende a 0.5 secondi ogni 10 km.

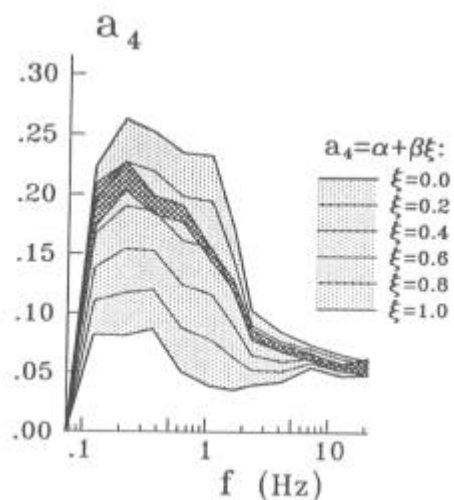


Fig. 2.5 - Coefficiente  $a_4(f)$  e dipendenza con la rigidità del percorso di propagazione (Trifunac e Novikova 1995).



Alle basse e medie frequenze il maggiore contributo al moto del terreno viene dalle onde di superficie e l'incremento della durata con la distanza può essere spiegato con la dispersione di queste ultime, che viaggiano attraverso strutture, irregolari, ma generalmente stratificate, della crosta terrestre.

Per onde di superficie molto lunghe, con bassissime frequenze, si ha dispersione molto piccola e l'effetto di aumento di durata tende a scomparire, mentre per alte frequenze ( $f > 5\div 10$  Hz)  $a_4$  non dipende dalla frequenza. In questo caso la natura dell'allungamento della durata con la distanza cambia da quella che riguarda la propagazione alle basse e medie frequenze.

Gli effetti di propagazione dipendono dalla percentuale del percorso che attraversa la roccia e quella che interessa i sedimenti. Nota la distribuzione del basamento roccioso sulla superficie terrestre, si può caratterizzare la "durezza" del percorso fra la sorgente del terremoto e la stazione, come il rapporto (figura 2.6) fra la porzione di distanza epicentrale coperta da roccia e quella totale

$$\mathbf{x} = (\mathbf{r}_1^r + \mathbf{r}_2^r) / \Delta \quad (2.31)$$

Si può assumere come valida la seguente relazione:

$$a_4 = \mathbf{a} + \mathbf{b} \cdot \mathbf{x} \quad (2.32)$$

che rappresenta il coefficiente dell'aumento di durata dovuto alla propagazione, funzione lineare della durezza del percorso. La dipendenza di  $a_4$  dalla frequenza è mostrata in figura 2.5.

La somma  $(t_0 + t_\Delta)$  rappresenta la durata osservata in sito a livello di basamento roccioso e viene denominata "durata di base". Essa è utilizzata come punto di partenza per lo sviluppo di modelli più completi capaci di simulare l'amplificazione di durata dovuta alle condizioni del sito.

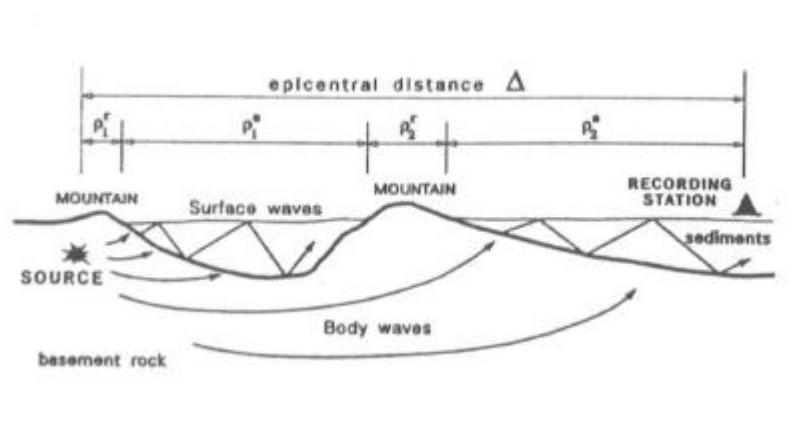


Fig. 2.6 - L'energia sismica raggiunge la stazione sotto forma di onde di superficie e profonde (Trifunac e Novikova 1995).

Oltre all'effetto dovuto alla lunghezza del percorso di propagazione, bisogna tenere in conto il termine  $t_{region}$ , che dà l'aumento di durata dovuto al fatto che il modello della crosta terrestre, schematizzata precedentemente come una sovrapposizione di strati orizzontali e uniformi, si discosta dalla realtà.

Questi limiti della modellazione sono dovuti alla non considerazione della topografia del basamento roccioso: gli strati dei bacini di sedimentazione possono essere interrotti da "barriere" irregolari, costituite dalla venuta in superficie del basamento roccioso, in modo tale da creare una serie di bacini separati.

L'insorgere di fenomeni di riflessione e di conversione da onde profonde a onde di superficie in corrispondenza dei limiti dei bacini, mette in luce la necessità di considerare nella descrizione della durata dei nuovi parametri, capaci di descrivere la geometria orizzontale di questi bacini di sedimentazione.

Trifunac e Novikova hanno studiato l'aumento di durata considerando due parametri: la distanza orizzontale  $R$  tra il sito e il basamento roccioso emergente sulla superficie che produce la riflessione; l'angolo  $\varphi$  con il quale l'onda riflessa arriva alla stazione.

Il complesso modello matematico considera l'energia riflessa dai singoli affioramenti e le equazioni risultanti sono equazioni energetiche, che tengono conto anche dei problemi di attenuazione. Definita con  $h$  la profondità dei sedimenti, si arriva alla seguente formulazione

$$t_{region}(R, h, \mathbf{j}) = a_5 \cdot h + a_6 \cdot R + a_7 \cdot h \cdot R + a_8 \cdot R^2 + a_9 \cdot h^2 + a_{10} \cdot \mathbf{j} \quad (2.33)$$

in cui i coefficienti sono incogniti. Alle alte frequenze (piccole lunghezze d'onda) possono essere eventualmente tenuti in conto termini aggiuntivi per includere gli effetti delle condizioni locali del sito. Nel modello non è stato possibile considerare il parametro geotecnico  $s_L$  ( $s_L=0$  per terreni rocciosi,  $s_L=1$  per bacini non profondi,  $s_L=2$  per bacini profondi) in aggiunta a quelli visti, per mancanza di dati disponibili, che ha reso instabile la soluzione delle equazioni della regressione. Comunque, l'importanza di sviluppare queste procedure per considerare le condizioni locali e geologiche che caratterizzano il sito rimane un passo fondamentale per riuscire a prevedere in modo attendibile la durata di un evento sismico, vista la profonda influenza che questi fattori hanno su di essa.

### 3. RISPOSTA LINEARE E MISURE DI DANNO

Lo studio dell'oscillatore semplice sottoposto alle accelerazioni impresse dal sisma costituisce, nel campo dell'ingegneria sismica, un argomento di notevole importanza per due ordini di motivi: da un lato, infatti, si mettono in luce alcune informazioni sulla natura del terremoto di non immediata estrapolazione sulla base del solo accelerogramma, dall'altra si ottengono risultati nella maggioranza dei casi applicabili, con accettabile approssimazione, anche ai sistemi dotati di più gradi di libertà.

#### 3.1 Calcolo degli spettri di risposta

Considerando l'oscillatore semplice elastico (elastic single degree of freedom system: ESDOF system), se con  $x_g(t)$  si indica lo spostamento impresso al suolo dal terremoto e con  $x(t)$  lo spostamento della massa  $m$  rispetto al suolo, l'equazione differenziale che governa il problema delle oscillazioni forzate si scrive:

$$m\ddot{x}(t) + b\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (3.1)$$

in cui la costante  $k$  è la rigidezza del sistema e  $b$  è la costante associata allo smorzatore del sistema di tipo viscoso.

Definita la pulsazione (o frequenza angolare) del sistema non smorzato come:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.2)$$

legata alla frequenza  $f$  ed al periodo  $T$  di oscillazione tramite le relazioni:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} ; T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.3)$$

e definito lo smorzamento relativo  $\nu$ , come rapporto fra la costante di smorzamento del sistema  $b$  e il valore  $2\sqrt{mk}$ , che prende il nome di smorzamento critico,

$$\nu = \frac{b}{2\sqrt{mk}} \quad (3.4)$$

l'equazione del moto diventa:

$$\ddot{x} + 2\nu\omega\dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{x}_g \quad (3.5)$$

La pulsazione  $\Omega$  del sistema smorzato vale:

$$\Omega = \omega \sqrt{1 - \nu^2} \quad (3.6)$$

ma nel campo degli smorzamenti strutturali, generalmente valutabili in poche unità per cento, può ritenersi con sufficiente approssimazione:

$$\Omega \cong \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.7)$$

Nota, quindi, la funzione accelerazione  $\ddot{x}_g(t)$  del terreno, descritta dalla registrazione accelerometrica, la soluzione dell'equazione del moto può perseguirsi attraverso procedimenti di integrazione numerica (basati sui metodi come quello di Wilson e Clough o quello di Newmark) oppure con soluzioni in forma chiusa come quella offerta dall'integrale di Duhamel.

Appare chiaro, dunque, che la caratterizzazione dinamica del nostro sistema elastico ad un solo grado di libertà risulta determinata attraverso la definizione del periodo  $T$  e dello smorzamento relativo  $\nu$ , cosa peraltro non facile nella modellazione sia delle strutture in c.a., per i problemi legati alla fessurazione, che delle strutture in acciaio, per gli scorrimenti delle giunzioni.

Ottenuto lo spostamento istante per istante, si ha il suo valore massimo  $S_d(\nu, T)$ , che risulta funzione, come già detto, del periodo dell'oscillatore e dello smorzamento, oltre che del particolare accelerogramma utilizzato. A questo punto, facendo variare il periodo proprio dell'oscillatore, si può costruire un diagramma, lo spettro di risposta in termini di spostamento, riportando sull'asse delle ordinate gli spostamenti massimi calcolati e su quello delle ascisse i valori dei rispettivi periodi. Facendo variare lo smorzamento, possono ottenersi diverse curve ciascuna riferita ad un valore dello smorzamento.

La disponibilità dello spettro di risposta, quindi, semplifica notevolmente il calcolo degli effetti provocati dal terremoto in un sistema ad un grado di libertà, rendendosi necessaria la sola valutazione del periodo proprio  $T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$  e dello smorzamento relativo, per conoscere lo spostamento relativo massimo.

Di particolare importanza è, inoltre, la forza statica equivalente, cioè quella forza che applicata staticamente alla massa ne determina uno spostamento massimo uguale a quello provocato dal terremoto. A tale grandezza, infatti, ci si riconduce in sede di verifica per il calcolo delle sollecitazioni. Essa vale:

$$F_{max} = kx_{max} = kS_d = mS_a \quad (3.8)$$

E' lecito generalmente, attesi i modesti valori degli smorzamenti, trascurare la componente viscosa del problema e considerare la forza appena definita come conseguente all'accelerazione orizzontale massima, ponendo:

$$\ddot{x}_{max} \cong \frac{F_{max}}{m} = \frac{kS_d}{m} = \omega^2 S_d = S_a \quad (3.9)$$

L'ipotesi che si fa nell'accettare la posizione (3.9) consiste nell'ammettere che all'istante in cui si attinge lo spostamento massimo  $S_d$  si annulli lo smorzamento  $v$  e cessi di esistere la perturbazione esterna  $\ddot{x}_g(t)$ , con il che si instaurerebbe un regime di oscillazioni sinusoidali di ampiezza massima  $S_d$  e quindi di velocità ed accelerazione massime pari rispettivamente a  $\omega \cdot S_d$  e  $\omega^2 S_d$ . Le due grandezze appena definite prendono il nome di pseudo-velocità  $S_v$  e pseudo-accelerazione  $S_a$ . Può, quindi, porsi:

$$\begin{aligned} x_{max} &= S_d \\ \dot{x}_{max} &= \omega \cdot S_d = S_v \\ \ddot{x}_{max} &= \omega^2 \cdot S_d = \omega \cdot S_v = S_a \end{aligned} \quad (3.10)$$

In analogia con quanto detto a proposito dello spostamento massimo  $S_d$ , possono costruirsi gli stessi diagrammi, riportando sulle ordinate le grandezze  $S_v$  e  $S_a$  e sulle ascisse i periodi: si hanno gli spettri di risposta in termini di velocità e accelerazione.

### 3.2 Caratteristiche degli spettri e spettri di progetto

Gli spettri di risposta costituiscono uno strumento indispensabile per un'immediata interpretazione dell'evento sismico. Se, ad esempio, si fa riferimento al contenuto in frequenza delle onde sismiche, una valutazione delle componenti predominanti può desumersi osservando lo spettro di accelerazione e, in particolare, i periodi caratterizzati dai maggiori valori spettrali. Per quanto riguarda l'influenza dello smorzamento, esso determina una riduzione delle ordinate spettrali in tutti e tre i diagrammi e un andamento più regolare delle curve, nel senso che all'aumentare dello smorzamento si riducono i picchi presenti per smorzamenti minori.

Lo spettro di spostamento  $S_d$  è caratterizzato, indipendentemente dal valore dello smorzamento  $v$ , da ordinate nulle in corrispondenza di  $T=0$  e di ampiezza crescente al crescere del periodo. Infatti, nel caso limite  $T=0$ , cui corrisponde un oscillatore infinitamente rigido in rapporto alla massa, è evidente che gli spostamenti relativi fra massa e base devono essere nulli, mentre per  $T=\infty$ , caso di oscillatore infinitamente deformabile, questi devono risultare uguali a quelli massimi del terreno.

Per quanto riguarda lo spettro di velocità le sue ordinate per  $T=0$  devono risultare nulle per lo stesso motivo già visto. Infine sullo spettro di accelerazione per  $T=0$  tutte le curve, indipendentemente dallo smorzamento, assumono un valore pari alla PGA, in quanto, essendo l'oscillatore infinitamente rigido, non nascono spostamenti relativi fra la massa e la base e quindi l'accelerazione massima cui è sottoposta la massa coincide con quella massima della registrazione accelerometrica.

Sempre sullo spettro di accelerazione, all'aumentare del periodo  $T$  dell'oscillatore, si nota dapprima un aumento delle ordinate e quindi una riduzione, finché le accelerazioni diventano inferiori a quelle massime del terreno. Generalmente la riduzione delle ordinate spettrali si manifesta intorno agli  $0,5 \div 0,8$  secondi, mentre per periodi intorno ad  $1,5$  s le accelerazioni già scendono a valori inferiori di PGA. Quindi, sugli spettri di risposta compaiono dei valori amplificati delle corrispondenti grandezze che caratterizzano il moto del terreno.

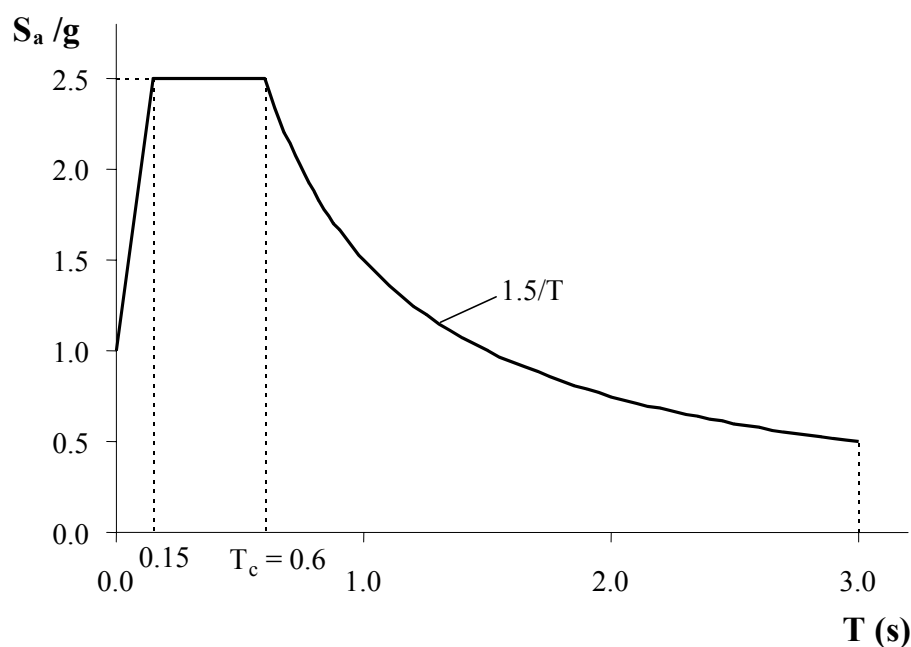


Fig.3.1 - Esempio di spettro di accelerazione elastico normalizzato.

Gli spettri forniscono i soli effetti massimi provocati su sistemi elementari e, pertanto, vengono a mancare tutte le altre informazioni, altrettanto importanti, quali ad esempio la durata del terremoto o la distribuzione dei cicli in funzione delle ampiezze.

In figura 3.1 è rappresentato uno spettro standard tipico della rappresentazione utilizzata nelle attuali procedure di calcolo, dove si ritrova un approccio comune, consistente nella caratterizzazione degli effetti dell'evento sismico attraverso degli spettri di risposta convenzionalmente semplificati.

Questo tipo di approccio fornisce una rappresentazione dei terremoti di progetto statisticamente valida, in un dato sito, se gli spettri di progetto vengono costruiti basandosi sull'insieme di registrazioni di eventi sismici con intensità e distanza epicentrale appropriate, per il sito considerato, e con condizioni di suolo simili a quelle reali. In molte normative tecniche, comunque, si assume che una sola forma spettrale sia sufficiente a descrivere gli eventi sismici di progetto.

Normalmente, la forma spettrale è basata sullo spettro standard di progetto suggerito da Newmark & Hall (1982) e in molti casi la PGA è utilizzata per rappresentare la severità dell'eccitazione sismica. Comunque, ci si è resi conto che l'uso di una sola forma spettrale di progetto è assolutamente insufficiente, perché molti eventi sismici possono avere spettri di risposta molto differenti da quello standard utilizzato.

Newmark (1975, 1976) ha osservato che le strutture vicine alla sorgente dell'evento sismico sono sottoposte a una eccitazione caratterizzata da una breve durata e dominata da alte frequenze. Basandosi su molte registrazioni vicine alla faglia, ottenute dal terremoto di San Fernando del 1971, Bertero et al. (1978) e Mahin et al. (1981) hanno indicato per i terremoti vicini al punto di rottura della faglia forti accelerazioni di breve durata. L'uso dello spettro di progetto sottostima le velocità di picco per tali eventi sismici, comportando una elevata domanda di duttilità. In seguito, Newmark & Hall (1982) hanno messo in evidenza la necessità dell'uso di un altro spettro di progetto per terremoti lontani dalla sorgente, basandosi sul fatto che questi sarebbero caratterizzati da amplificazioni nel campo degli alti periodi, a causa dell'effetto filtro ad opera del mezzo sulle onde sismiche.

Questi risultati indicano chiaramente che, mentre lo spettro di progetto standard può essere rappresentativo per gli eventi sismici a moderata distanza dalla faglia, c'è necessità di sviluppare degli spettri addizionali, sulla base delle registrazioni accelerometriche di terremoti sia vicini che lontani dalla sorgente, per tenere in conto i diversi effetti della distanza epicentrale sulle caratteristiche degli spettri.

### 3.3 Rappresentazione degli spettri di risposta

#### 3.3.1. Rappresentazione su scala tetralogarithmica

Oltre alle usuali rappresentazioni degli spettri di risposta  $S_a$ -T,  $S_v$ -T e  $S_d$ -T, possono rivelarsi utili altri modi di rappresentare la risposta sismica. Uno strumento molto usato, capace di offrire una visione completa della risposta, relativamente a tutte le grandezze caratteristiche del moto, è lo spettro di risposta su scala tetralogarithmica. In virtù, infatti, delle correlazioni esistenti fra le tre grandezze spettrali:

$$\begin{aligned} S_v &= \omega \cdot S_d \\ S_a &= \omega \cdot S_v = \omega^2 \cdot S_d \end{aligned} \quad (3.11)$$

è possibile riportarle su di un unico diagramma, utilizzando quattro scale logaritmiche: sulle ascisse sono riportati i tempi [s], sulle ordinate le velocità spettrali [cm/s], su una scala inclinata a 45° in senso antiorario rispetto alla verticale si trovano le accelerazioni [cm/s<sup>2</sup>] e su quella ad essa ortogonale gli spostamenti [cm].

Naturalmente il posizionamento mutuo delle quattro scale deve essere tale da soddisfare le (3.11), di modo che fissata la posizione relativa di due scale, le altre due rimanenti risultano automaticamente posizionate.

L'andamento qualitativo dello spettro di risposta su scala tetra-logaritmica possiede le stesse caratteristiche generali già indicate per gli spettri di risposta. Se si riportano, quindi, con linea tratteggiata tre segmenti che individuano, rispettivamente, l'accelerazione massima del terreno, la sua velocità massima e lo spostamento massimo, lo spettro di risposta si troverà al di sopra della spezzata così costruita: in particolare, naturalmente, per periodi piccoli lo spettro di risposta si avvicina alla linea tratteggiata che rappresenta l'accelerazione massima del terreno (come già detto, infatti, un oscillatore con rigidità infinita rispetto alla massa è soggetto ad una accelerazione massima pari proprio a quella del terreno).

Viceversa per periodi molto grandi lo spettro di risposta viene nuovamente a sovrapporsi alla linea tratteggiata che rappresenta lo spostamento massimo del terreno. Per valori intermedi del periodo proprio T si manifestano, quindi, le amplificazioni massime delle grandezze spettrali rispetto alle corrispondenti grandezze del terreno. In particolare, nel campo  $T < 0,5 \div 0,8$  secondi si verificano le amplificazioni delle accelerazioni, nell'intervallo  $0,5 \div 0,8 < T < 2 \div 3$  secondi quelle delle velocità, mentre per  $T > 2 \div 3$  secondi quelle degli spostamenti.

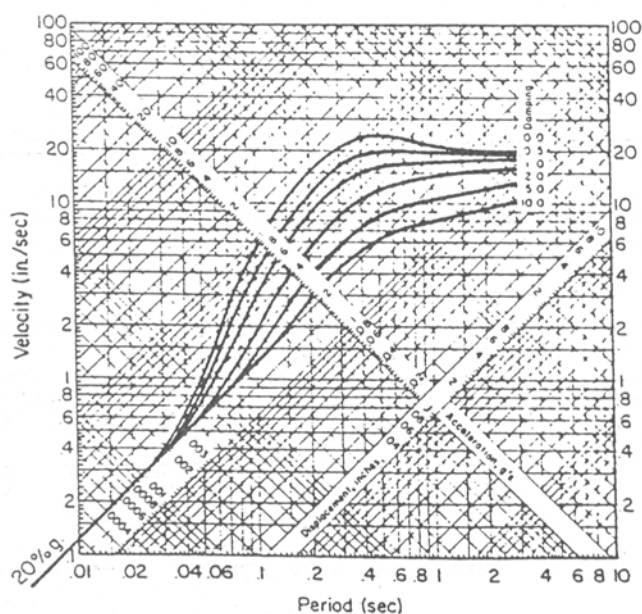


Fig.3.2 - Rappresentazione di spettri di risposta su scala tetralogaritmica.



### 3.3.2 Rappresentazione alla Newmark-Hall

Newmark ed Hall (1982) hanno proposto una rappresentazione approssimata (figura 3.3), semplice e generale degli spettri di risposta. Tale rappresentazione è caratterizzata da valori fissati della pseudo-accelerazione  $A_e$ , della pseudo-velocità  $V_e$  e dello spostamento  $D_e$ , nel campo dei bassi ( $T < T_1$ ), medi ( $T_1 < T < T_2$ ) e alti periodi ( $T > T_2$ ), rispettivamente:

$$A_e(T) = C_a \cdot PGA \quad 0.4 \cdot T_1 \leq T \leq T_1 \quad (3.12)$$

$$V_e(T) = C_v \cdot PGV \quad T_1 \leq T \leq T_2 \quad (3.13)$$

$$D_e(T) = C_d \cdot PGD \quad T_2 \leq T \quad (3.14)$$

nelle quali PGA, PGV e PGD rappresentano i valori di picco dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento, mentre  $C_a$ ,  $C_v$  e  $C_d$  sono i corrispondenti fattori di amplificazione (fig. 3.3).

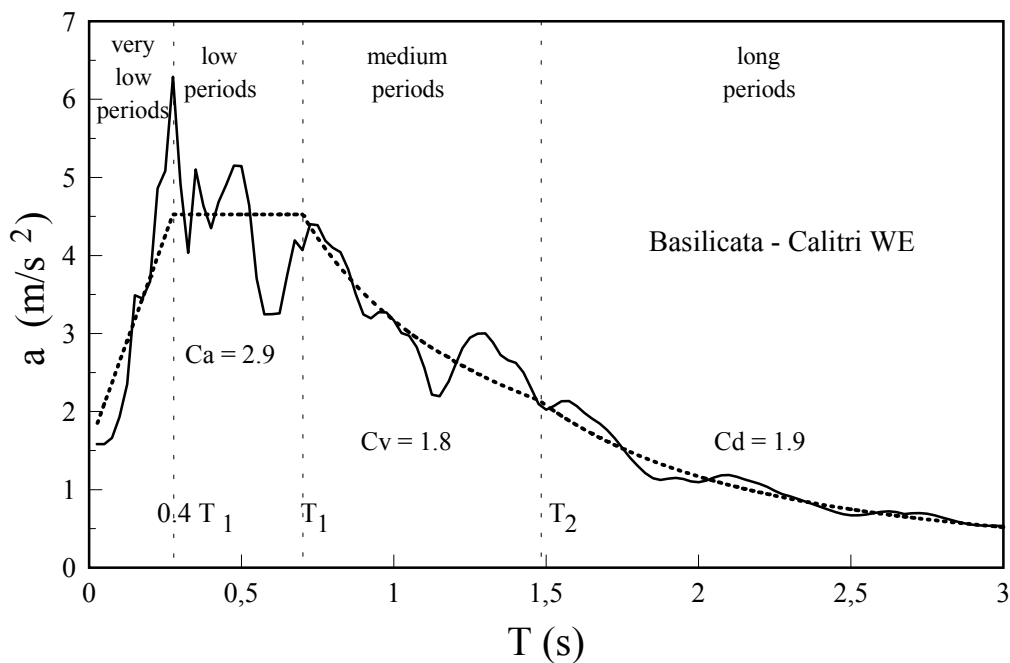


Fig. 3.3 - Rappresentazione alla Newmark-Hall.

I periodi fondamentali  $T_1$  e  $T_2$  governano la forma spettrale. Questi ultimi insieme ai fattori di amplificazione possono essere valutati usando il metodo della massima verosimiglianza con lo spettro reale. Per strutture particolarmente rigide ( $T < 0.03$  s) l'accelerazione spettrale è uguale alla PGA, mentre nel campo dei periodi molto bassi ( $0.04 < T < 0.4T_1$ ) varia con legge lineare (Vidic et al., 1994).

I valori dei periodi fondamentali possono essere valutati con le formule proposte:

$$T_1 = 2\pi \cdot \frac{C_v \cdot PGV}{C_a \cdot PGA} \quad (3.15)$$

$$T_2 = 2\pi \cdot \frac{C_d \cdot PGD}{C_v \cdot PGV} \quad (3.16)$$

La rappresentazione alla Newmark-Hall non risulta valida per tutti i tipi di spettri (ad esempio per gli spettri con più picchi o con periodi amplificati molto alti), ma permette di descrivere facilmente la forma spettrale.

In media, i fattori di amplificazione assumono valori uguali a 2,5 (vedi tabella 1), anche se la magnitudo dell'evento sismico, la distanza epicentrale e le condizioni di sito hanno una grande influenza.

Tab. 3.1: Fattori di amplificazione per spettri elastici con smorzamento relativo pari al 5% (Vidic et al. 1994).

<b>Terremoto</b>	<b><math>c_a</math></b>	<b><math>c_v</math></b>	<b><math>c_d</math></b>
Standard	2.5	2.0	1.8
U.S.A.	2.5	1.8	1.6
Montenegro	2.5	2.2	2.0
Friuli	2.5	2.0	1.8
Banja Luka	2.5	1.6	2.2
Chile	2.5	2.6	2.0

Assumendo costanti i valori dei coefficienti di amplificazione, cioè considerandoli non dipendenti dal terremoto, la PGA, la PGV e il PGD possono essere assunti come misure della risposta e quindi del potenziale di danno di un evento sismico, invece che semplici misure delle rispettive grandezze del moto, essendo direttamente corrispondenti ai valori spettrali di picco.

Fajfar, Vidic e Fischinger (1990) hanno studiato la capacità di danno di un terremoto sulle strutture nel campo dei medi periodi. Secondo la definizione classica, la regione dei medi periodi, caratterizzata dagli estremi  $T_1$  e  $T_2$ , è quella in cui lo spettro di risposta in termini di pseudo-velocità attinge le sue massime

amplificazioni.

Elevati valori di  $T_1$  comportano una vasta gamma di strutture interessate dalla massima richiesta da parte del sisma in termini di resistenza e, quindi, un elevato danneggiamento, mentre la massima energia di input per unità di massa è fornita alle strutture con periodi fondamentali che ricadono nella regione fra  $T_1$  e  $T_2$ .

I limiti superiore ed inferiore risultano più o meno variabili in funzione delle caratteristiche del terremoto e dipendono principalmente dalla magnitudo del sisma, dalla distanza epicentrale e dalle condizioni locali del terreno.

Gli autori hanno individuato delle relazioni fra questi due periodi e le caratteristiche della registrazione accelerometrica. Entrambi possono essere espressi con le seguenti formule empiriche:

$$T_1 = 4.3 \cdot \frac{PGV}{PGA} \quad (3.17)$$

$$T_2 = 7 \cdot \frac{PGD}{PGV} \quad (3.18)$$

Queste relazioni mettono in evidenza che i due periodi sono delle funzioni proporzionali ai rapporti  $PGV/PGA$  e  $PGD/PGV$  e, quindi, al crescere del valore del rapporto  $PGV/PGA$  corrispondono valori maggiori di  $T_1$ .

I valori che si ottengono risultano validi in caso di comportamento strutturale in campo elastico, mentre in campo plastico i valori di  $T_1$  diminuiscono.

### 3.4 Grandezze spettrali

#### 3.4.1 Spostamento $S_d(T, v)$

Sia il danno strutturale che non strutturale, riportato da una struttura durante un terremoto, è prodotto principalmente dagli spostamenti laterali; perciò una buona stima degli stessi è di grande importanza nella progettazione antisismica, in modo particolare qualora si desideri un controllo adeguato sul danneggiamento della struttura.

Gli spostamenti di piano sono stimati, di solito, amplificando quelli calcolati con un'analisi elastica lineare della struttura sottoposta alle forze laterali di progetto suggerite dalla normativa; per l'amplificazione si utilizzano dei coefficienti con i quali si cerca di tenere in conto la deformazione plastica attesa nella struttura durante un evento sismico di forte intensità.

Durante le fasi preliminare e di verifica della progettazione di una nuova struttura o la rapida valutazione di una esistente, c'è la necessità di stimare il massimo spostamento laterale che può essere richiesto durante un evento sismico. Nel caso di un edificio multipiano si può ottenere un adeguato controllo del livello di danneggiamento attraverso la valutazione degli spostamenti relativi di interpiano.

Tali spostamenti di interpiano possono essere correlati con lo spostamento spettrale  $S_d$  mediante differenti metodologie.

A tal proposito Miranda (1997) ha proposto un metodo semplificato per una stima accettabile ma facile e rapida degli spostamenti orizzontali in edificio multipiano, utile nel predimensionamento di una struttura, al fine di avere una valutazione delle rigidezze necessarie. Infatti la deformazione laterale negli edifici è, di solito, una combinazione di un'aliquota di tipo tagliante e di un'altra di tipo flessionale.

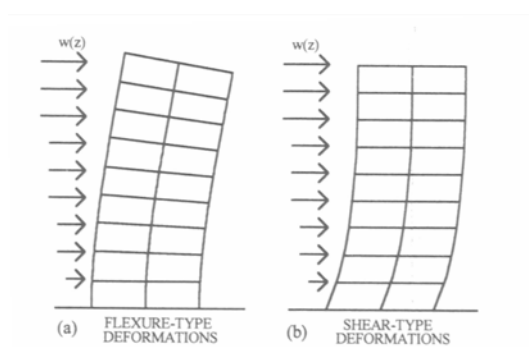


Fig. 3.4 - Componenti della deformazione laterale di un edificio (Miranda 1997).

Blume (1968) ha studiato il problema, introducendo il parametro  $\rho$  definito come il rapporto fra la somma delle rigidezze delle travi, appartenenti al piano di metà altezza dell'edificio, e la somma delle rigidezze delle colonne allo stesso piano. Esso è una misura della rigidezza relativa trave-colonna e controlla il grado di partecipazione delle deformazioni flessionale e tagliante.

I valori estremi di  $\rho$ , 0 e  $\infty$ , rappresentano rispettivamente una deformata flessionale (in cui le travi risultano infinitamente deformabili e non riescono a limitare le rotazioni dei nodi), ed una di tipo tagliante (in cui le travi sono infinitamente rigide ed il telaio ha un comportamento alla Grinter). Ogni valore intermedio di  $\rho$  rappresenta una struttura che combina i due tipi di deformazione.

Nel metodo semplificato, l'edificio viene modellato attraverso una struttura equivalente ottenuta dall'accoppiamento di due mensole, che si deformano secondo i due meccanismi.

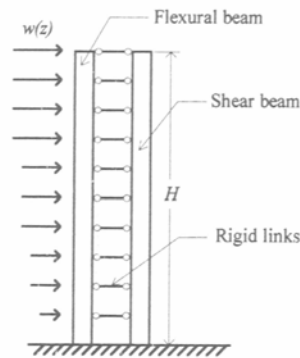


Fig. 3.5 - Modello semplificato di un edificio multipiano (Miranda 1997).

Da quanto detto, risulta evidente, non solo a livello di progettazione di massima, ma anche a livello di procedure di verifica più raffinate, la necessità di prevedere lo spostamento laterale di una struttura, strumento indispensabile per una valutazione attendibile del comportamento sismico e, quindi, dell'eventuale grado di danno.

Il valore spettrale  $S_d$  è, quindi, un'importante misura della domanda di spostamento e può essere associata al massimo valore dello spostamento relativo di interpiano, che controlla il danneggiamento sia strutturale che non, dovuto agli spostamenti laterali in un edificio multipiano.

### 3.4.2 Velocità $S_v(T, v)$

Il valore della velocità  $S_v$ , oltre ad essere un interessante parametro per la misura dell'intensità dell'evento sismico, soprattutto per le strutture con periodo fondamentale ricadente nel campo dei medi periodi (Fajfar et al., 1990), è una misura dell'energia cinetica dell'evento sismico ed è in relazione alla domanda di picco di energia isteretica sulla struttura.

La capacità di dissipazione di energia da parte di una struttura o di una sua parte è la possibilità di dissipare energia attraverso il proprio comportamento isteretico. La differenza tra la capacità di assorbire energia e quella di dissiparla è illustrata in figura 3.6: i due sistemi ad un grado di libertà hanno lo stesso assorbimento di energia, rappresentato dall'area ABD, mentre le capacità di dissiparla sono diverse ( $ABC_1$  e  $ABC_2$ ).

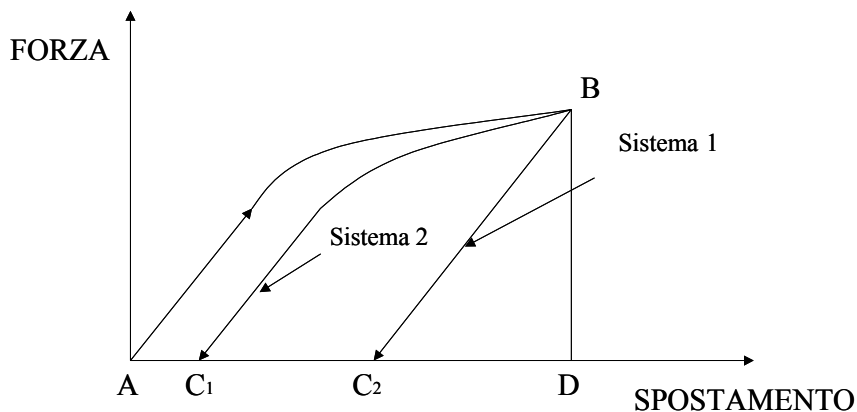


Fig. 3.6 - Distinzione fra assorbimento e dissipazione di energia.

L'idea di considerare l'azione di un sisma su di una struttura come un problema di bilancio energetico è da tempo ritenuta valida. Housner (1956, 1959) vide nella pseudo-velocità spettrale un parametro capace di dare un'immediata misura dell'energia di ingresso di un terremoto e propose un metodo di progetto a rottura basato su un'eguaglianza energetica.

Si può postulare che una struttura abbia delle capacità finite di dissipazione e che il danneggiamento si presenta quando tali risorse si logorano. Appare, quindi, possibile considerare l'ammontare dell'energia dissipata come un parametro di danno. Vari autori (Banan, Biggs e Irvine, 1981; Park, Ang e Wen, 1985) hanno utilizzato l'energia dissipata per la valutazione del grado di danneggiamento a livello di singolo elemento strutturale.

### 3.4.3 Accelerazione $S_a(T, \nu)$

Il valore della accelerazione  $S_a$  è una misura della richiesta di resistenza da parte del terremoto nei confronti struttura, essendo proporzionale alla massima forza sismica agente sulla stessa.

Infatti, dall'analisi dinamica di un sistema a più gradi di libertà si ottiene il vettore delle forze di inerzia, connesso al modo di vibrazione  $i$ -esimo, come:

$$\{F_{in}\}_i = [A] \cdot \{\Phi\}^{(i)} \cdot \Gamma_i \cdot S_a(T_i, \nu_i) \quad (3.19)$$

in cui  $[A]$  è la matrice delle masse,  $\{\Phi\}^{(i)}$  è il vettore dell' $i$ -esima forma modale,  $\Gamma_i$  è il coefficiente di partecipazione dell' $i$ -esimo modo di vibrare e  $S_a(T_i, \nu_i)$  è l'ordinata spettrale associata all'oscillatore semplice di periodo  $T_i$  e smorzamento relativo  $\nu_i$ .

Nell'ottica di una progettazione basata sul confronto richiesta-capacità strutturale, la valutazione delle forze sismiche agenti sulla struttura permette l'individuazione di parametri di danno. Se la domanda di resistenza sulla struttura, infatti, calcolata assumendo un comportamento elastico, non eccede il valore della sua capacità ultima, il grado di danneggiamento sarà limitato. Al contrario, se la domanda supera il livello disponibile il livello di danno potrà essere elevato.

La richiesta in termini di resistenza, quindi, può essere usata come un parametro di danno. Secondo Hasselman et. al. (1980) la richiesta di resistenza sulla struttura, misurata come tagliante alla base, è un parametro di danno particolarmente appropriato per edifici con basso numero di piani (meno di 5 piani).

Lew e Takahashi (1978) hanno sviluppato una procedura rapida di analisi sismica (RSAP) per la valutazione del danneggiamento, nella quale la richiesta elastica del taglio alla base è utilizzata come un parametro di danno da confrontare con un campo stimato di variabilità che ne indica i valori di soglia e ultimo.

Tale approccio presenta due problemi importanti: la procedura utilizzata per la stima del campo in cui può variare il taglio in funzione del grado di danno ed il suo valore ultimo è molto approssimata; il superamento del suo valore ultimo da parte della richiesta valutata con un'analisi in campo elastico non comporta necessariamente il collasso della struttura. Nonostante tutto tale procedura risulta di facile applicazione e può essere utilizzata per valutazioni preliminari del livello di danneggiamento.

#### 3.4.4. Intensità spettrale di Housner

Anche se la magnitudo fornisce una misura dell'energia messa in gioco dal terremoto, ai fini della misurazione del potere distruttivo di un evento sismico nei riguardi delle costruzioni, risulta particolarmente efficace l'intensità spettrale definita da Housner nel 1952 mediante la relazione:

$$I_H = \int_{0.1sec}^{2.5sec} S_v(T, \nu) dT \quad (3.20)$$

Attraverso la (3.20) l'intensità di un terremoto viene misurata dall'area racchiusa dalla curva della velocità spettrale, funzione dello smorzamento relativo  $\nu$  e del periodo proprio dell'oscillatore semplice in assenza di smorzamento  $T$ , nell'intervallo  $0.1 \leq T \leq 2.5$  secondi.

Si ricorda che la generica ordinata dello spettro di risposta rappresenta l'effetto massimo prodotto dal terremoto su un oscillatore semplice, caratterizzato da uno smorzamento relativo e da un periodo proprio di oscillazione. E' chiaro, quindi, che l'intensità spettrale rappresenta una misura integrale della richiesta di energia isteretica da parte dell'evento sismico, estesa ad un prefissato intervallo del periodo proprio  $T$ , per un determinato valore dello smorzamento relativo  $\nu$ .

Housner, infatti, nel proporre la definizione di intensità spettrale suggerisce di riferirsi alla curva relativa ad uno smorzamento pari al 20% di quello critico ( $\nu=0.2$ ).

L'intervallo assunto  $0.1 \leq T \leq 2.5$  s consente inoltre di includere nella valutazione dell'intensità gli effetti provocati su tutte le strutture civili, se si escludono costruzioni particolari come i ponti sospesi, che possiedono periodi di oscillazione dell'ordine della decina di secondi.

Poiché la costruzione dello spettro di risposta presuppone la conoscenza della registrazione accelerometrica, ne deriva che l'intensità spettrale fornisce una misura del terremoto in un dato punto ed in una data direzione: il primo è, infatti, quello dove è posto l'apparecchio di registrazione, mentre la direzione è quella della componente cui si riferisce la registrazione. In realtà, quest'ultima osservazione non costituisce una forte limitazione, ad esclusione di quei terremoti con brevi durate (dell'ordine di pochi secondi), accelerazioni anche molto elevate, registrati di solito a breve distanza dall'epicentro su terreni compatti e con un ipocentro di solito poco profondo. Tali eventi sismici, infatti, possono essere caratterizzati da una direzione predominante del moto, che si evidenzia in sede di osservazione del danno sulle strutture: in quest'ultimo caso, dunque, l'intensità spettrale può risultare sensibilmente differente al variare della direzione della componente esaminata.

E' chiaro che una volta note le tre intensità spettrali, relative alle tre componenti della registrazione accelerometrica, non è possibile ricavare l'intensità spettrale in qualsiasi direzione, tanto meno dedurre limitazioni superiori all'intensità massima.

E' evidente, inoltre, che avendo fissato un intervallo di integrazione, l'intensità del terremoto viene riferita agli effetti che esso provoca sulle costruzioni, il cui periodo proprio ricade appunto nell'intervallo assunto: ne deriva che l'intensità spettrale fornisce una misura del potere distruttivo potenziale di un terremoto e non di quello effettivo quando, per la regione colpita e il patrimonio edilizio interessato, i periodi propri delle costruzioni non siano distribuiti in uguale misura nell'intervallo assunto. In conclusione, l'intensità spettrale risulta più difficile da gestire rispetto, ad esempio, a quella di Arias, per il fatto di dover costruire gli spettri di risposta, di avere un parametro che dipende dallo smorzamento relativo  $\nu$  e per l'impossibilità di avere un valore dell'intensità che sia caratteristico del punto, in quanto risulta legato alla direzione della componente dell'accelerazione considerata.

#### *3.4.5 Intensità spettrale modificata*

L'intensità spettrale viene usualmente utilizzata nelle tecniche di normalizzazione di un insieme di registrazioni accelerometriche, al fine di portarle allo stesso valore di intensità e rendere confrontabili i rispettivi effetti sulle strutture.

L'utilizzo di tale parametro integrale è molto diffuso e rappresenta (Nishikawa et al., 1984) il migliore strumento disponibile, rispetto alle tecniche di normalizzazione che utilizzano la PGA o la RMSA, per le strutture con un periodo fondamentale maggiore di 0,3 secondi.

Kappos (1990) propone una modifica di tale tecnica, sempre basata sull'intensità spettrale, al fine di ridurre la variabilità della risposta inelastica dovuta alle differenti caratteristiche dei vari input sismici.



La modifica proposta si basa sull'ipotesi che la risposta sismica inelastica della struttura considerata sia dominata dal modo di vibrazione fondamentale e che sia noto il rispettivo periodo, anche se una sua stima realistica, considerando la presenza e l'influenza del danneggiamento degli elementi non strutturali, non risulta agevole. Nel caso in cui siano accettabili queste ipotesi, i limiti per il calcolo dell'intensità spettrale possono essere appropriatamente ristretti. L'intensità spettrale modificata, da usare nella tecnica di normalizzazione, è definita dalla relazione:

$$SI_m = \int_{T_n - t_1}^{T_n + t_2} S_V(T, \nu) dT \quad (3.21)$$

dove  $t_1$  e  $t_2$  sono dei limiti appropriati (in secondi) che definiscono l'ampiezza della regione dello spettro di velocità considerata. E' immediato verificare che per  $t_1 = T_n - 0.1$  e per  $t_2 = 2.5 - T_n$  le due equazioni (3.20) e (3.21) coincidono.

Il punto critico, ovviamente, consiste nella definizione dei giusti valori per  $t_1$  e  $t_2$ . Dopo uno studio sulla variabilità dell'intensità al variare di tali limiti, l'autore suggerisce di assumere  $t_1 = t_2 = 0.2 \cdot T_n$ , anche se la scelta di tali valori rimane un problema ancora aperto.

Utilizzando questa nuova definizione di intensità per la normalizzazione degli accelerogrammi adoperati nelle varie analisi statistiche, si ottiene un'interessante riduzione dei coefficienti di variazione di tutte le quantità di risposta. Da ciò si deduce che la intensità normalizzata rappresenta un indicatore migliore del potenziale di danneggiamento del terremoto.



## 4. RISPOSTA NON LINEARE E MISURE DI DANNO

L'analisi dinamica delle strutture in campo non lineare consente una valutazione diretta del potenziale di danno dei terremoti. Tale analisi può essere condotta con metodi diretti, ossia mediante una integrazione al passo della equazione del moto, oppure con metodi indiretti ovvero mediante l'adattamento dell'approccio spettrale con l'introduzione degli spettri di risposta inelastici.

### 4.1 Spettri di risposta inelastici

L'approccio basato sull'uso degli spettri di risposta è uno dei metodi di analisi più usati nel campo dell'ingegneria sismica. Anche se teoricamente limitato al comportamento lineare delle strutture ed ai sistemi ad un solo grado di libertà in campo non lineare, può essere applicato in molti casi anche nell'analisi del comportamento inelastico di strutture multipiano.

La risposta non lineare di un sistema ad un solo grado di libertà dipende dalla legge isteretica usata nell'analisi, cioè dalle caratteristiche del comportamento del modello in campo inelastico, che complicano notevolmente il problema. La scelta di un modello isteretico è effettuata in relazione alle caratteristiche della struttura reale che si intende modellare. Come già visto in campo elastico, la risposta di sistemi non lineari può essere rappresentata attraverso spettri inelastici in termini di accelerazione, di velocità e di spostamento.

Lo spettro di risposta in elastico, o spettro a duttilità controllata, rappresenta la risposta di un oscillatore semplice caratterizzato da una legge isteretica e da una prefissata duttilità disponibile. La costruzione degli spettri a duttilità controllata può ottenersi sia in maniera esatta, implementando una procedura di analisi non lineare al passo, sia in modo approssimato introducendo un fattore di riduzione  $R$ . Questo fattore rappresenta il rapporto fra il valore assunto dalla pseudo-accelerazione elastica  $A_e(T)$  e quello relativo al caso inelastico  $A_p(T)$ , per fissati valori del periodo elastico  $T$  e della duttilità  $\mu = x_u / x_y$ .

I livelli di riduzione contemplati nelle diverse normative tecniche vengono pertanto introdotti per tener conto degli effetti di riduzione sulla risposta dovuti alla capacità di dissipare energia da parte delle strutture in campo elasto-plastico.

Nell'ottica di un approccio progettuale basato sulle forze, si assume che una struttura possa tollerare un certo grado di danneggiamento e per questo il progetto viene condotto usando uno spettro inelastico di progetto ottenuto da uno spettro elastico attraverso un fattore di riduzione  $R_u$  dipendente dalla duttilità  $\mu$  disponibile.

Nel caso di un approccio basato sugli spostamenti, nella progettazione si fa ricorso ad uno spettro inelastico di spostamento ottenuto utilizzando un fattore  $R_D$  di amplificazione per gli spostamenti dello spettro elastico.

In realtà, questi metodi presentano un limite concettuale dovuto al fatto che gli spettri di risposta inelastici forniscono solo la massima richiesta di duttilità e di

spostamento senza fornire nessuna informazione riguardo l'effettivo potenziale di danno del terremoto, legato anche a fenomeni di fatica a basso numero di cicli. Per questa ragione si rende necessario introdurre il concetto di funzionale di danno, basato sulla simultanea conoscenza della duttilità  $\mu$  e dell'energia isteretica  $E_H$  o sulla definizione della duttilità cumulata, ma questo argomento sarà trattato diffusamente nel seguito.

Infatti, se da un lato, si ha un insieme di procedure basate sul concetto di duttilità, con tutti i limiti legati alla mancata considerazione dei fenomeni di fatica plastica e di accumulo di danno con il susseguirsi dei cicli, dall'altro si ha la possibilità di utilizzare nel nostro approccio progettuale un criterio energetico, che rappresenta un limite inferiore della capacità di risposta della struttura. Tale criterio, dotato di una importante chiarezza concettuale, ha il limite di considerare tutti i cicli plastici allo stesso modo, cumulando l'energia dissipata indipendentemente dall'ampiezza dei cicli. Nonostante questo limite tale approccio è stato preso in considerazione negli ultimi anni per la sua semplicità e per la grande mole di dati sperimentali disponibili (Zahrah & Hall, 1984; Akiyama, 1985; Uang & Bertero, 1992).

Per questo motivo il concetto di spettro in elastico presentato in questo capitolo deve essere esteso al concetto di spettro a danno controllato di cui si discuterà diffusamente nel capitolo seguente. Infatti insieme alla definizione di funzionali di danno adeguati, è necessario sviluppare metodi semplificati di progetto che permettano un miglioramento della qualità progettuale senza, però, introdurre eccessive difficoltà teoriche ed operative (Fajfar, 1996).

L'approccio, che appare più conveniente, si basa sulla definizione degli "spettri di risposta con danno" al fine di poter implementare un metodo di progetto elastico equivalente, generalizzando i metodi basati sugli spettri inelastici ed introducendo la definizione di "duttilità equivalente". Essa consiste in un valore ridotto della duttilità monotona, che permette di prendere in considerazione la fatica ciclica. Questo concetto è stato introdotto indipendentemente da Cosenza e Manfredi (1991), in riferimento alla fatica plastica a basso numero di cicli, e da Fajfar (1992), in riferimento al metodo energetico. Tale strumento permette al progettista di usare il noto concetto della duttilità strutturale, modificato sulle basi di alcune grandezze caratteristiche del terremoto e della struttura.

Parallelamente il metodo basato sugli spostamenti può essere modificato tenendo in conto i fenomeni di danno, attraverso l'introduzione di "spettri inelastici di spostamento con danno", che rappresentano la domanda amplificata di spostamento per effetto del danneggiamento ciclico.

#### **4.2 Fattori di riduzione $R_\mu$**

Una progettazione sismoresistente adeguata viene raggiunta quando la struttura è dimensionata in modo tale che la richiesta di duttilità locale, sia di piano che di singola membratura, risulta minore della capacità disponibile. Per questo motivo,

durante la fase progettuale vi è la necessità di stimare la resistenza laterale che deve caratterizzare la struttura al fine di limitare la richiesta di duttilità globale sulla stessa ad un certo valore predeterminato, che risulti compatibile con la richiesta di duttilità locale.

A questo scopo, il sistema strutturale può essere schematizzato da un modello SDOF equivalente caratterizzato da una curva forza-spostamento bilineare, definita dai due valori degli spostamenti  $x_y$  e  $x_u$ , rispettivamente al limite elastico ed a rottura, e dal valore di snervamento della forza  $F_y$ . Risulta, quindi, immediatamente:

$$F_y = k \cdot x_y = m \cdot \omega^2 \cdot x_y \quad (4.1)$$

in cui  $k$  rappresenta la rigidezza laterale,  $m$  la massa e  $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$  è la pulsazione del sistema.

Il periodo iniziale del sistema ad un grado di libertà è pari quindi a:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m \cdot x_y}{F_y}} \quad (4.2)$$

Il livello di deformazione plastica cui viene sottoposto il sistema durante un terremoto è dato tipicamente dal rapporto fra lo spostamento massimo in campo plastico e il corrispondente valore al limite elastico, che definisce la duttilità cinematica  $\mu$ :

$$\mu = \frac{\max|x(t)|}{x_y} \quad (4.3)$$

in cui  $\max|x(t)|$  rappresenta la massima escursione plastica della struttura in valore assoluto.

Per poter superare senza collasso l'evento sismico di progetto, una struttura caratterizzata da una resistenza al limite elastico  $F_y$  deve possedere una capacità in termini di deformazione ultima, valutata anche in relazione all'energia dissipata nei vari cicli plastici, superiore alla richiesta di duttilità indotta dal sisma. E' noto che la richiesta sismica in termini di duttilità e quella in termini di resistenza  $F_y$  sono correlate, nel senso che per un dato terremoto al crescere della forza  $F_y$  la richiesta di duttilità diminuisce (figura 4.1).

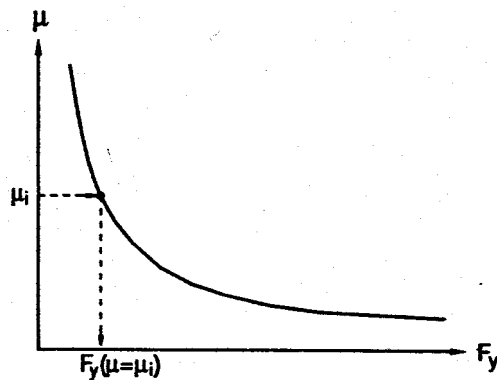


Fig. 4.1 - Variazione della richiesta di duttilità con la forza al limite elastico del sistema.

In termini di resistenza, il problema può essere posto in un altro modo: assumendo che sia consentita una certa deformazione plastica (o nel caso di uno stato limite di servizio che sia tollerabile una certa deformazione), la resistenza  $F_y$  del sistema deve essere almeno uguale alla forza richiesta. Questo approccio è attualmente usato nelle varie procedure di progettazione e può essere scritto nella seguente forma:

$$F_y = \frac{m \cdot A_e}{R_\mu} \quad (4.4)$$

in cui  $A_e$  è il valore della accelerazione nello spettro elastico ed  $R_\mu$  è il fattore di riduzione della forza. Il fattore  $R_\mu$  dipende principalmente, ma non in modo esclusivo, dalla duttilità assunta e dal periodo del sistema.

Per quanto detto, quindi, il fattore di riduzione  $R_\mu$ , che fornisce la riduzione della richiesta di resistenza dovuta al comportamento isteretico non lineare della struttura, è definito come il rapporto fra la richiesta elastica e quella inelastica di resistenza:

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (4.5)$$

in cui  $F_y(\mu = 1)$  rappresenta la forza al limite elastico necessaria affinché la struttura permanga in campo elastico, durante un terremoto di grande intensità, e  $F_y(\mu = \mu_i)$  è la resistenza necessaria affinché la risposta strutturale sia caratterizzata da una

duttilità richiesta  $\mu$  uguale al valore prefissato  $\mu_i$ , quando la struttura è soggetta allo stesso terremoto.

Generalmente, per strutture con comportamento inelastico durante un evento sismico, le deformazioni plastiche crescono al diminuire della forza  $F_y$ , cioè al crescere del fattore di riduzione  $R_\mu$ .

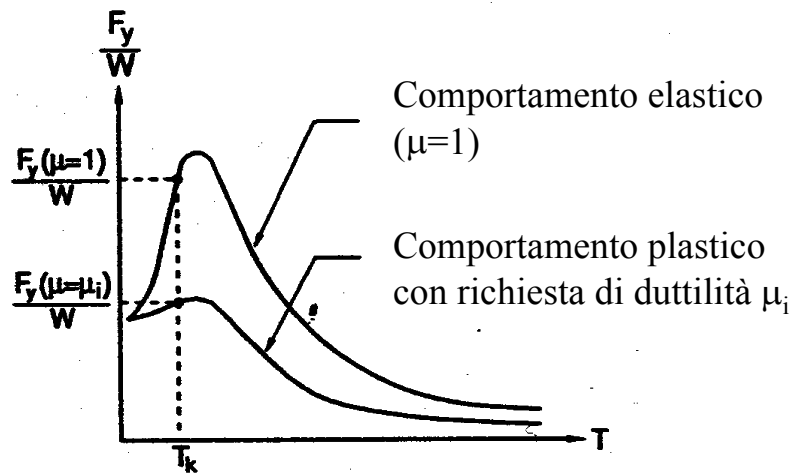


Fig. 4.2 – Spettri di risposta lineare ed a duttilità costante  $\mu_i$ .

Infatti, per un dato terremoto e un certo valore della richiesta di duttilità accettabile  $\mu_i$ , il problema è individuare la minima resistenza laterale  $F_y(\mu = \mu_i)$ , di cui deve essere dotata la struttura, al fine di evitare un impegno in duttilità maggiore di quello desiderato  $\mu_i$ . Come mostra la figura 4.2, le forze laterali  $F_y(\mu = 1)$  e  $F_y(\mu = \mu_i)$ , se normalizzate rispetto al peso del sistema, corrispondono rispettivamente alle ordinate dello spettro elastico di risposta e di quello non lineare a duttilità imposta.

Dal punto di vista operativo, per un dato evento sismico, il calcolo di  $F_y(\mu = \mu_i)$  risulta complesso in quanto implica un approccio iterativo: per ogni periodo e per ogni livello di duttilità disponibile prefissato, si deve variare il valore di  $F_y$ , ed integrando al passo l'equazione del moto,

$$m \cdot \ddot{x}(t) + b \cdot \dot{x}(t) + F(x(t)) = -m \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (4.6)$$

si ottiene la duttilità richiesta  $\mu$ ; l'iterazione si arresta nel momento in cui, con un certo scarto, si arriva al valore di  $\mu_i$  desiderato. Per una data registrazione

accelerometrica,  $\ddot{x}_g(t)$ , si può costruire in questo modo una funzione di  $R_\mu(T, \mu)$ , calcolando i fattori di riduzione con la (4.5), per una famiglia di sistemi ad un grado di libertà, con differenti periodi di vibrazione, sottoposti a diversi livelli di deformazione plastica  $\mu_i$ .

Da quanto visto il calcolo di  $R_\mu$  tramite integrazione dell'equazione del moto è complesso. Per questo motivo, al fine di stimare con buona affidabilità il minimo livello di resistenza di cui dotare una struttura sismoresistente, è necessario definire delle espressioni efficaci che forniscano i valori del fattore di riduzione  $R_\mu$ .

In questo ambito molti autori hanno posto critiche sull'arbitrarietà dei coefficienti di riduzione imposti da molte normative attualmente utilizzate, mentre dall'altro è stata data un'attenzione crescente al problema del miglioramento nella definizione di tali fattori, visti come un mezzo per aumentare l'affidabilità di previsione della progettazione antisismica, dando particolare importanza al problema del controllo del danneggiamento, legato alle deformazioni in campo plastico.

Pertanto, la definizione di valide espressioni in grado di fornire il coefficiente  $R_\mu$  è ancora una questione aperta e molte sono le formulazioni proposte da vari autori (Miranda e Bertero 1994), che verranno descritte in seguito.

Va infine sottolineato che nella progettazione sismoresistente esiste un'ulteriore risorsa strutturale che è rappresentata dalla sovraresistenza. Infatti, per gli scopi di progetto,  $R_\mu$  corrisponde alla massima riduzione di resistenza ammissibile per rispettare il vincolo della massima duttilità richiesta  $\mu_i$ , per una struttura che abbia una resistenza laterale uguale a quella di progetto. In realtà si può considerare una maggiore riduzione se si tiene conto del fatto che una struttura ha in realtà una resistenza maggiore di quella di progetto, dovuta ai minimi normativi nelle dimensioni e nelle armature delle sezioni. Cioè si può scrivere il fattore di riduzione nel seguente modo:

$$R = R_\mu \cdot R_s \quad (4.7)$$

in accordo con Fischinger e Fajfar (1990) e Uang (1991), secondo i quali  $R$  risulta dal prodotto di due fattori,  $R_\mu$ , di cui si è già detto, dipendente dalla duttilità e  $R_s$ , che tiene conto della maggiore disponibilità di resistenza da parte della struttura, definito dal rapporto fra la capacità resistente reale della struttura e quella di progetto.

#### 4.2.1 Recenti formulazioni di $R_\mu$

A Newmark ed Hall (1982) si deve la prima formulazione del fattore di riduzione  $R_\mu$ . Facendo riferimento agli spettri di risposta del terremoto californiano di El Centro del 1940, oltre ad altri eventi sismici noti, gli autori hanno osservato:



- nella regione spettrale dei bassi e medi periodi, un sistema con comportamento elastico ed un altro con comportamento plastico hanno approssimativamente la stessa risposta in termini di spostamento massimo;
- nella regione degli alti periodi i due sistemi vengono sottoposti praticamente alle stesse forze di inerzia;
- nella zona dei periodi moderatamente alti il principio della uguaglianza dell'energia risulta valido.

Queste osservazioni sono state successivamente utilizzate nella formulazione della procedura di costruzione degli spettri inelastici a partire dagli spettri elastici. Essa consiste nell'ottenere lo spettro inelastico applicando, al variare del periodo, una riduzione delle ordinate dello spettro elastico alla Newmark-Hall, mediante il fattore  $R_\mu$ , che assume differenti espressioni in relazione alla regione spettrale. Tali espressioni sono:

$$R_\mu = 1 \quad \text{per } 0 \leq T < \frac{T_1}{10} \quad (4.8)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu-1} \cdot \left[ \frac{T_1}{4T} \right]^{2.513 \log \left[ \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} \right]} \quad \text{per } \frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4} \quad (4.9)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu-1} \quad \text{per } \frac{T_1}{4} \leq T < T_1' \quad (4.10)$$

$$R_\mu = \frac{T \cdot \mu}{T_1} \quad \text{per } T_1' \leq T < T_1 \quad (4.11)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{per } T_1 \leq T < T_2 \quad (4.12)$$

in cui i periodi limite sono dati dalle relazioni:

$$T_1 = 2\pi \cdot \frac{S_v \cdot PGV}{S_a \cdot PGA} \quad (4.13)$$

$$T_1' = T_1 \cdot \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} \quad (4.14)$$

$$T_2 = 2\pi \cdot \frac{S_d \cdot PGD}{S_v \cdot PGV} \quad (4.15)$$

dove  $S_a$ ,  $S_v$  ed  $S_d$  sono i coefficienti di amplificazione spettrale alla Newmark-Hall

I fattori di riduzione proposti sono caratterizzati da valori costanti, fatta eccezione per due regioni spettrali, in cui viene proposta una formulazione lineare con  $\mu$  (per  $T_1' \leq T < T_1$ ), ovvero non lineare (per  $T_1/10 \leq T < T_1/4$ ).

In figura 4.3 sono rappresentati i fattori proposti, calcolati utilizzando i valori medi dei rapporti PGV/PGA e PGD/PGV degli eventi considerati dai due autori e quelli dei fattori amplificativi  $S_a$ ,  $S_v$  e  $S_d$  suggeriti per uno smorzamento relativo del 5% ( $S_a = 2.6$ ,  $S_v = 1.9$  e  $S_d = 1.4$ ).

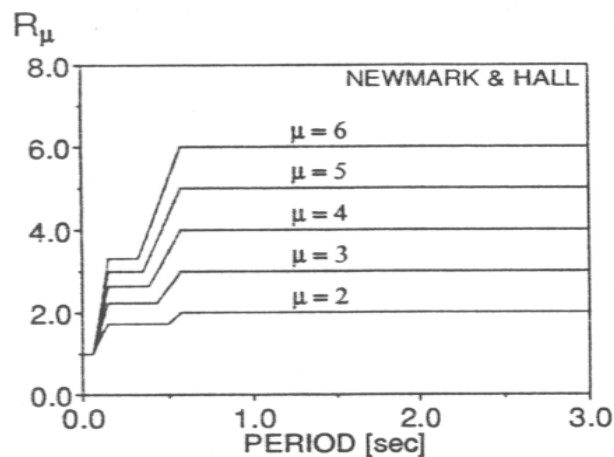


Fig. 4.3 - Fattori di riduzione proposti da Newmark e Hall (Miranda e Bertero 1994).

Lai e Biggs (1980) hanno proposto una procedura di valutazione dello spettro inelastico adoperando i risultati di analisi non lineari con terremoti artificiali.

Lo studio è stato limitato ai sistemi elasto-plastici, prendendo in considerazione due valori dello smorzamento relativo e quattro livelli di duttilità. Gli autori propongono di applicare una riduzione delle ordinate degli spettri elastici impiegando fattori diversi, per differenti regioni spettrali definite alla Newmark-Hall. Tali fattori vengono descritti dalla seguente espressione:

$$R_{\mu} = \alpha + \beta \cdot (\log T) \quad (4.16)$$

in cui i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$ , che dipendono dal livello di duttilità imposto, variano al variare della regione spettrale, come mostrato in tabella 4.1.

Tab. 4.1: Coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  per il calcolo di  $R_\mu$  secondo Lai e Biggs.

Periodi	Coefficienti	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
$0.1 \leq T < 0.5$ s	$\alpha$	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107
	$\beta$	0.3291	0.7296	1.0587	1.4307
$0.5 \leq T < 0.7$ s	$\alpha$	2.0332	2.7722	3.3700	3.8336
	$\beta$	1.5055	2.532	3.4217	3.8323
$0.7 \leq T < 4.0$ s	$\alpha$	1.8409	2.4823	2.9853	3.4180
	$\beta$	0.2642	0.6605	0.9380	1.1493

I fattori di riduzione proposti dai due autori sono rappresentati in figura 4.4.

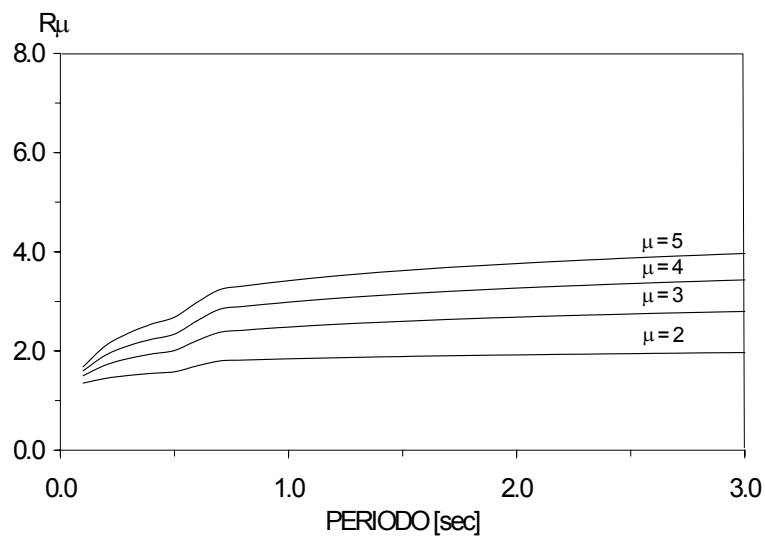


Fig. 4.4 - Fattori di riduzione proposti da Lai e Biggs.

Riddell e Newmark (1979) hanno ricavato i fattori di riduzione basandosi su analisi statistiche degli spettri di risposta di sistemi elasto-plastici, caratterizzati da tre livelli di smorzamento e da una legge isteretica bilineare con degrado di rigidezza e con duttilità disponibile da 1 a 10.

Lo studio, affrontando il problema per la prima volta con un'analisi statistica, arriva alla conclusione che le risposte di picco dei vari sistemi sono molto simili e che l'uso di spettri elasto-plastici per l'analisi inelastica è generalmente conservativo.

In maniera analoga a quanto già proposto da Newmark e Hall, i fattori di riduzione risultano dipendenti oltre che dalla duttilità anche dalla regione spettrale, ma viene introdotta una ulteriore dipendenza dallo smorzamento relativo. La rappresentazione di tali fattori, valutati per uno smorzamento prefissato, è riportata in figura 4.5.

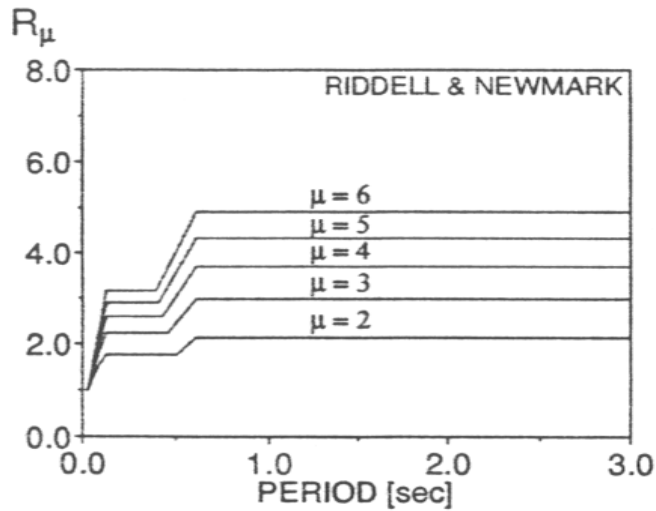


Fig. 4.5 - Fattori di riduzione proposti da Riddell e Newmark (Miranda e Bertero 1994).

Elghadamsi e Mohraz (1987) sono stati i primi a valutare l'influenza delle condizioni del terreno sui fattori di riduzione. Il loro studio considera gli spettri di risposta inelastici calcolati per sistemi ad un solo grado di libertà, soggetti a 50 registrazioni accelerometriche su terreni di origine alluvionale e 26 accelerogrammi registrati su roccia.

Le conclusioni della ricerca hanno messo in evidenza come l'influenza delle condizioni del terreno sui fattori di riduzione sia poco significativa e maggiormente evidente sulla risposta elastica. I fattori di riduzione proposti da Elghadamsi e Mohraz sono riportati per 3 livelli di duttilità in figura 4.6.

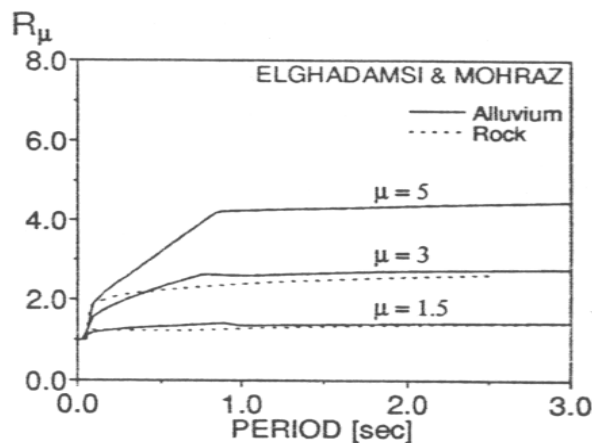


Fig. 4.6 - Fattori di riduzione proposti da Elghadamsi e Mohraz (Miranda e Bertero 1994).

Riddell, Hidalgo e Cruz (1989) hanno affrontato lo studio dei fattori di riduzione attraverso la costruzione degli spettri inelastici relativi a quattro gruppi di eventi sismici. Gli spettri sono stati calcolati per sistemi SDOF con comportamento isteretico caratterizzato da una legge elasto-plastica e da uno smorzamento relativo del 5%. I fattori di riduzione sono descritti dalle seguenti relazioni:

$$R_{\mu} = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} \cdot T \quad \text{per } 0 \leq T \leq T^* \quad (4.17)$$

$$R_{\mu} = R^* \quad \text{per } T \geq T^* \quad (4.18)$$

dove  $T^*$  ed  $R^*$  dipendono dalla duttilità  $\mu$  come descritto in tabella 4.2.

I fattori di riduzione proposti sono rappresentati in figura 4.7.

Tab. 4.2: Valori dei parametri  $T^*$  e  $R^*$  al variare di  $\mu$ .

Parametri	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$	$\mu = 6$	$\mu = 7$	$\mu = 8$
$P^*$	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8
$T^*$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

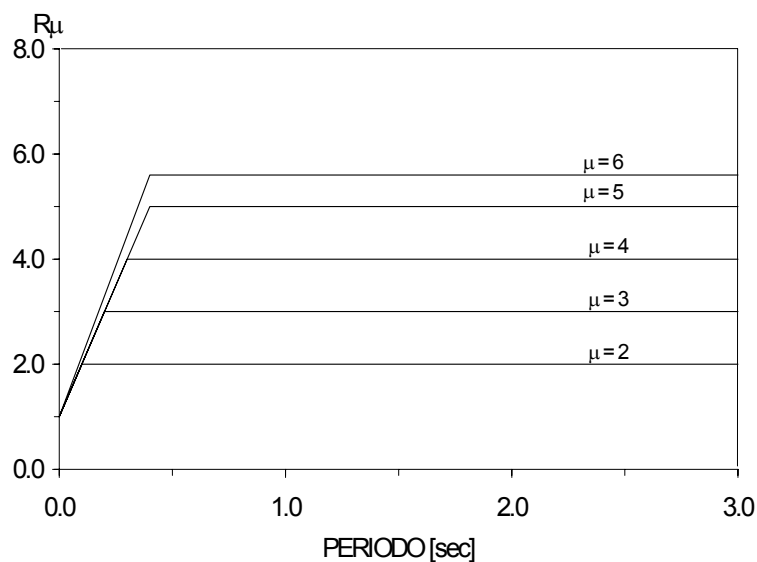


Fig. 4.7 - Fattori di riduzione proposti da Riddell, Hidalgo e Cruz.

Hidalgo e Arias (1990), basandosi sui valori medi approssimati dei fattori di riduzione di Riddell, Hidalgo e Cruz, hanno proposto un'espressione per il calcolo di tali fattori, consistente in una legge non lineare che risulta applicabile nell'intero intervallo di periodo di interesse. L'espressione proposta è data da:

$$R_{\mu} = 1 + \frac{T}{k \cdot T_0 + \frac{T}{\mu - 1}} \quad (4.19)$$

dove i fattori  $k$  e  $T_0$  variano per differenti gruppi di terremoti. Per il coefficiente  $k$  il valore raccomandato è pari a 0.1; i fattori riportati in figura 4.8 sono calcolati assumendo  $T_0 = 0.2$ .

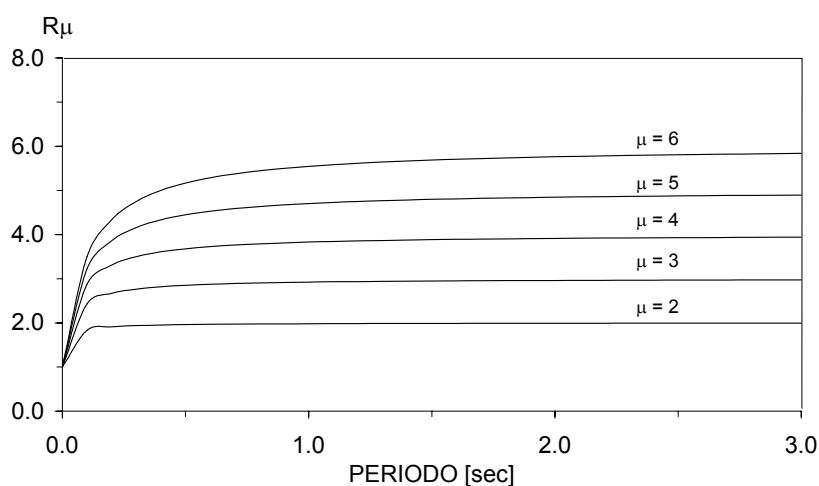


Fig. 4.8 - Fattori di riduzione di Hidalgo e Arias.

Nassar e Krawinkler (1991) hanno ripreso lo studio dell'influenza delle condizioni del terreno, attraverso l'utilizzo di 15 registrazioni accelerometriche relative sia a siti di origine alluvionale che su roccia.

E' stata anche studiata la relazione tra i valori assunti dai fattori di riduzione e il periodo e il comportamento isteretico del materiale. Le analisi condotte consentono di concludere che la distanza epicentrale e il degrado di rigidità hanno un'influenza trascurabile sui fattori di riduzione. La seguente relazione per la stima dei valori assunti dai fattori di riduzione è stata proposta:

$$R_{\mu} = [c \cdot (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (4.20)$$

in cui:

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (4.21)$$

dove  $\alpha$  rappresenta, in percentuale, il rapporto tra la rigidezza in campo plastico e la rigidezza iniziale elastica, mentre  $a$  e  $b$  sono coefficienti tabellati (vedi tabella 4.3).

Tab. 4.3: Parametri  $a$  e  $b$  in funzione di  $\alpha$ .

$\alpha$	$a$	$b$
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

I valori proposti da Nassar e Krawinkler sono riportati in figura 4.9.

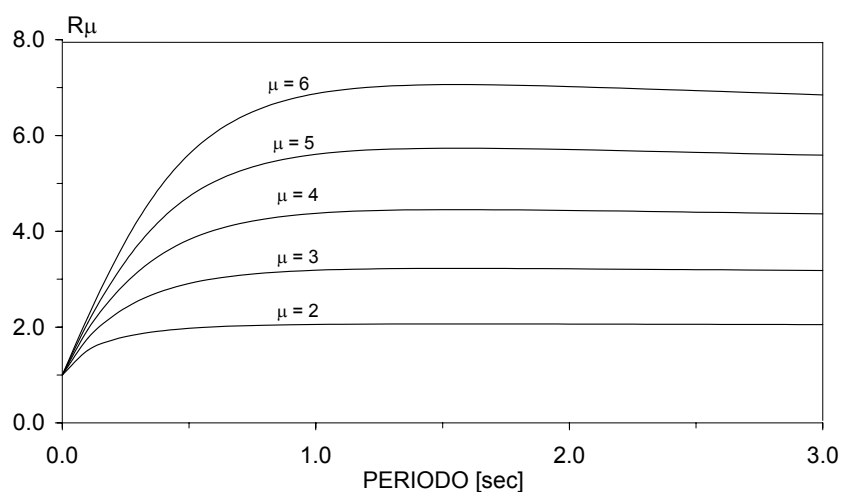


Fig. 4.9 - Valori del fattore di riduzione proposti da Nassar e Krawinkler.

Vidic, Fajfar e Fischinger (1994) hanno proposto delle espressioni semplificate per la stima dei fattori di riduzione, elaborando i dati provenienti da analisi condotte con diversi eventi sismici statunitensi ed europei. Lo studio ha considerato sistemi SDOF, caratterizzati da un comportamento isteretico bilineare e da uno smorzamento viscoso proporzionale.

E' stata ottenuta una legge  $R_{\mu}(T)$  di tipo bilineare caratterizzata da un primo tratto, che corrisponde alla regione dei brevi periodi, variabile linearmente con  $T$  e un

secondo tratto, nella regione dei periodi medio alti, di valore costante pari a  $\mu$ . Nel caso di smorzamento del 5% gli autori hanno proposto le seguenti relazioni:

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_0} + 1.0 \quad \text{per } T \leq T_0 \quad (4.22)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{per } T > T_0 \quad (4.23)$$

dove  $T_0$  è dato da:

$$T_0 = 0.65\mu^{0.3} \cdot T_1 \quad (4.24)$$

$$T_1 = 2\pi \cdot \frac{S_v \cdot PGV}{S_a \cdot PGA} \quad (4.25)$$

I valori assunti dal fattore di riduzione, calcolati utilizzando i fattori di amplificazione medi  $S_a$  e  $S_v$  dei diversi terremoti ( $S_a = 2.5$  e  $S_v = 2.0$ ) sono riportati in figura 4.10.

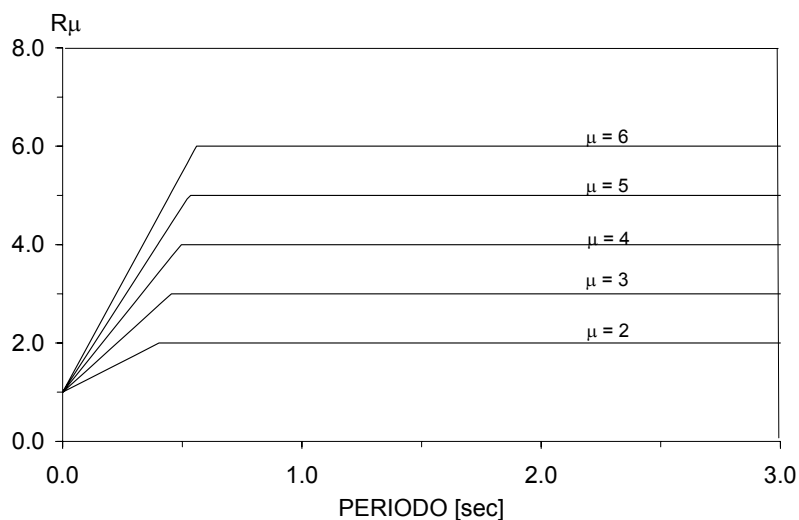


Fig. 4.10 - Valori del fattore di riduzione proposti da Vidic, Fajfar e Fischinger.

Miranda (1993) ha studiato gli effetti della variabilità delle caratteristiche delle registrazioni accelerometriche sui fattori di riduzione, basandosi su un grande numero di eventi sismici. Al fine di studiare l'influenza delle condizioni locali di sito su tali fattori, l'autore ha considerato un gruppo di 124 terremoti relativi a suoli



molto diversi. Gli eventi sismici sono stati, quindi, separati in tre gruppi: terremoti registrati su roccia, su terreni di origine alluvionale e su terreni di deposito molto deformabili, caratterizzati da basse velocità di propagazione delle onde di taglio.

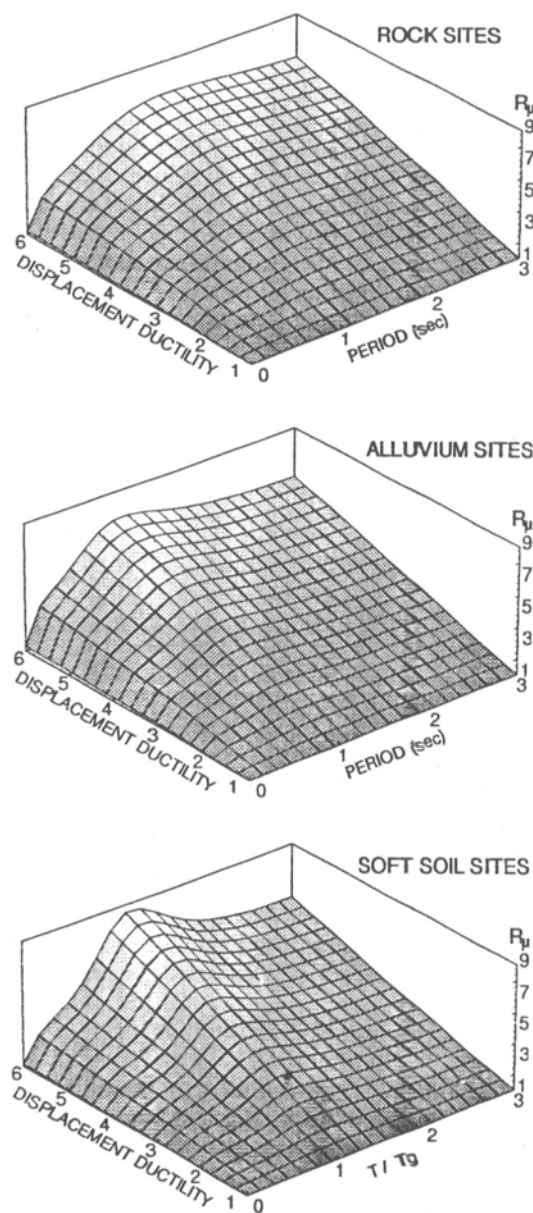


Fig. 4.11 - Fattori di riduzione proposti da Miranda per roccia, siti di origine alluvionale e siti molto deformabili (Miranda e Bertero 1994).

I fattori di riduzione delle ordinate spettrali sono stati calcolati per sistemi SDOF caratterizzati da una legge isteretica bilineare, da uno smorzamento relativo del 5% e da una duttilità variabile fra 2 e 6. Per ogni gruppo di suoli, successivamente, sono stati calcolati i valori medi assunti dai fattori di riduzione. In aggiunta all'influenza delle condizioni di sito, lo studio ha considerato anche altri fattori quali la distanza epicentrale e la magnitudo del terremoto.

L'autore ha messo in evidenza che, mentre le caratteristiche locali di sito possono influenzare i fattori di riduzione, soprattutto nel caso di i terreni molto deformabili, la magnitudo e la distanza epicentrale non hanno effetti significativi sui loro valori medi.

L'autore ha proposto infine un'espressione semplificata per la stima dei fattori di riduzione:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (4.26)$$

dove  $\Phi$  è una funzione di  $\mu$ ,  $T$  e delle condizioni di sito ed è data dalle seguenti espressioni:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu \cdot T} - \frac{1}{2T} \exp \left[ -\frac{3}{2} \left( \ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad \text{per siti su roccia} \quad (4.27)$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu \cdot T} - \frac{2}{5T} \exp \left[ -2 \left( \ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad \text{per siti alluvionali} \quad (4.28)$$

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3 \cdot T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[ -3 \left( \ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad \text{per siti molto deformabili} \quad (4.29)$$

Nella (4.29)  $T_g$  è il periodo predominante del terremoto, definito come il periodo cui corrisponde la massima velocità spettrale per il sistema elastico con smorzamento relativo pari al 5%. I fattori di riduzione calcolati con la (4.26) sono rappresentati in figura 4.11.

Cosenza e Manfredi (1997), sulla base di un'indagine statistica condotta su registrazioni accelerometriche relative a terremoti italiani, hanno introdotto una semplice relazione per  $R_{\mu}$ , applicabile sia nel caso di roccia che di terreni alluvionali poco deformabili; anche in questo caso  $R_{\mu}$  dipende da  $\mu$  e dal periodo  $T$ :

$$R_{\mu} = 1 + 1.5 \cdot \left( \frac{T}{T_1} \right)^{3/4} \cdot (\mu - 1)^{4/5} \quad \text{per } T \leq T_1 \quad (4.30)$$

$$R_{\mu} = 1 + 1.5 \cdot (\mu - 1)^{4/5} \quad \text{per } T > T_1 \quad (4.31)$$

con  $T_1$  eguale al periodo di separazione tra bassi e medi periodi nella rappresentazione alla Newmark-Hall.

La formulazione proposta risulta di semplice applicazione in quanto è indipendente dal periodo nel campo dei periodi medio-alti, ma fornisce risultati simili in media a formule più complesse come quelle descritte in precedenza.

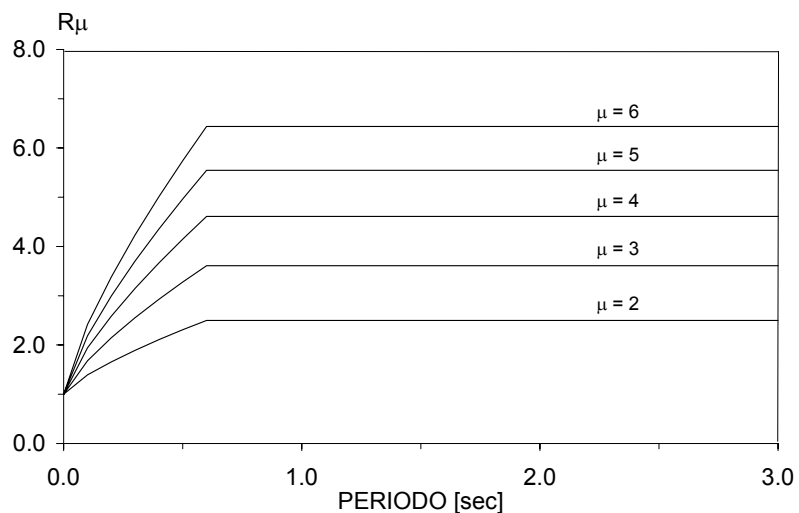


Fig. 4.12 - Valori del fattore di riduzione proposti da Cosenza e Manfredi.

#### 4.2.2 Proprietà dei fattori di riduzione

Il fattore di riduzione non dipende solo dalle caratteristiche del sistema, ma anche dall'input sismico, cioè dalle caratteristiche degli accelerogrammi. Per un dato terremoto, il fattore  $R_{\mu}$  dipende dal periodo di vibrazione  $T$  della struttura, dallo smorzamento relativo, dal comportamento isteretico del sistema e dal livello di duttilità stabilito. Gli studi precedentemente presentati hanno messo in evidenza come, per un dato accelerogramma, il fattore di riduzione sia influenzato principalmente dal periodo di vibrazione e dal livello di duttilità e solo in maniera meno rilevante dallo smorzamento relativo e dal comportamento isteretico del sistema (stante l'assunzione che non si verifichi un significativo degrado di resistenza).

Per questi motivi il fattore di riduzione può essere espresso, in modo semplificato, come:

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T, \mu_i) \quad (4.32)$$

Ricordando la definizione di  $R_{\mu}$  :

$$R_{\mu} = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (4.33)$$

appare chiaro, quindi, che il fattore di riduzione per sistemi con comportamento elastico ( $\mu_i = 1$ ), indipendentemente dal terremoto, deve soddisfare, per qualsiasi valore del periodo della struttura, la seguente relazione:

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T, \mu_i = 1) = 1 \quad (4.34)$$

Per sistemi molto rigidi, nei quali lo spostamento al limite elastico ed il periodo di vibrazione tendono a zero ( $u_y \rightarrow 0$ ,  $T \rightarrow 0$ ), una piccola riduzione della resistenza laterale rispetto a quella necessaria affinché la struttura rimanga in campo elastico porta a grandi deformazioni plastiche. Per questo motivo, in tal caso, qualsiasi sia l'evento sismico, la richiesta di resistenza nel caso di comportamento non lineare risulta uguale a quella del caso elastico; quindi il fattore di riduzione deve soddisfare l'ulteriore equazione:

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T \rightarrow 0, \forall \mu_i) \rightarrow 1 \quad (4.35)$$

Tutte le formulazioni prima introdotte soddisfano la (4.35).

Per un sistema molto deformabile, ossia con un periodo di vibrazione molto elevato ( $T \rightarrow \infty$ ), indipendentemente dal livello di progetto, vale la legge di uguaglianza degli spostamenti, ossia lo spostamento massimo attinto, in occasione di un terremoto, dall'oscillatore elastico è uguale allo spostamento attinto dall'oscillatore elastoplastico caratterizzato dallo stesso periodo. Pertanto, per qualsiasi terremoto, la richiesta di resistenza nel caso di comportamento inelastico risulta uguale a quella elastica divisa per il livello di duttilità disponibile della struttura e il fattore di riduzione deve soddisfare la seguente relazione:

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T \rightarrow \infty, \forall \mu_i) \rightarrow \mu_i \quad (4.36)$$

La (4.36) risulta sempre soddisfatta con eccezione delle espressioni proposte da Lai e Biggs e da Riddell, Hidalgo e Cruz (per  $\mu$  maggiore di 5).

In figura 4.13 un confronto fra le varie definizioni di fattori di riduzione viene proposto per duttilità uguali a 3 e 5. Sebbene tutte le formulazioni proposte seguano una tendenza comune nella descrizione dei fattori di riduzione, esistono alcune significative differenze. Come mostrato in figura, per  $\mu=5$  i fattori di riduzione più piccoli sono quelli ottenuti con le formulazioni proposte da Lai e Biggs; questi ultimi, per alcuni valori del periodo, risultano inferiori di circa il 40% dei valori ottenuti con le relazioni di Nassar e Krawinkler e di Miranda. Per periodi più piccoli di 0.3 secondi e per una duttilità  $\mu=5$ , i valori maggiori sono ottenuti applicando la formulazione di Hidalgo e Arias; tali valori possono superare di oltre il 40% quelli di Riddell, Hidalgo e Cruz. Infine va sottolineato che solo le formulazioni proposte da Nassar e Krawinkler e da Miranda riescono a cogliere che, per un certo intervallo di periodi, i valori medi dei fattori di riduzione sono maggiori della duttilità  $\mu$ .

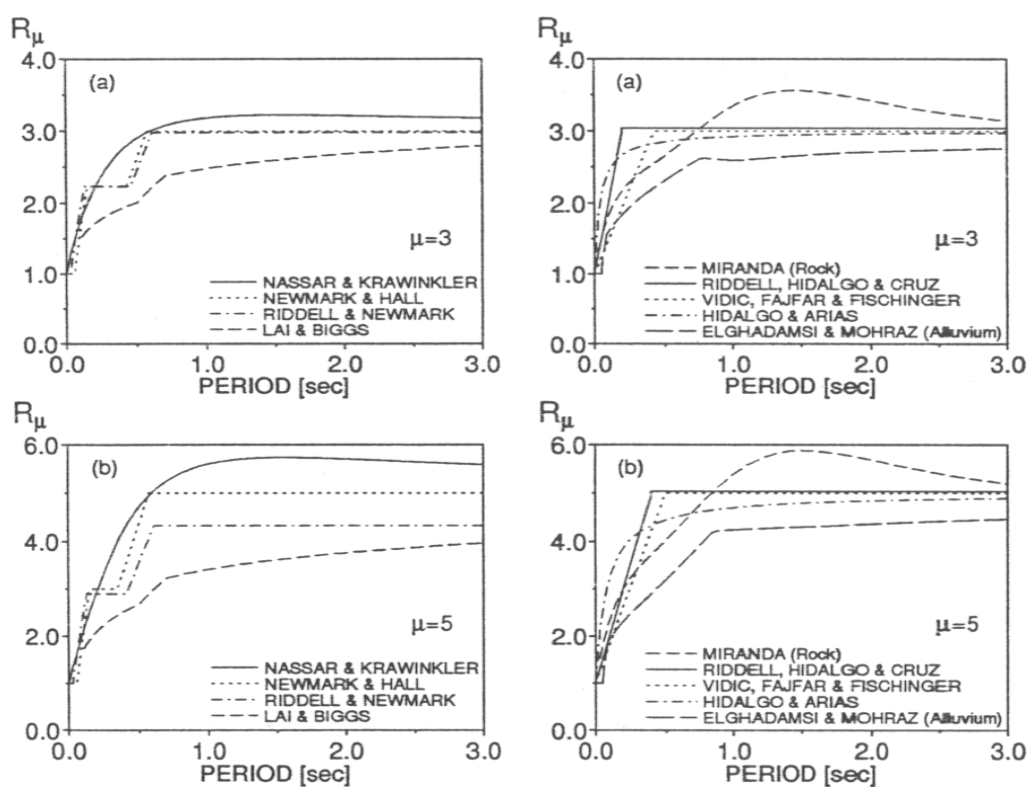


Fig. 4.13 - Confronto fra i fattori di riduzione proposti per (a)  $\mu=3$  e (b)  $\mu=5$  (Miranda e Bertero 1994).

E' stato dimostrato che il fattore di riduzione è funzione del terremoto; per un dato sistema caratterizzato da una certa duttilità  $\mu_i$ , pertanto, il fattore  $R_\mu$  dovrebbe

risultare differente al variare dell'evento sismico. A tal proposito, mentre gli studi statistici indicano che la distanza epicentrale ha una scarsa influenza su di esso, le condizioni locali del terreno possono causare diversi ed importanti effetti, in particolare per terreni molto deformabili.

Tutte le formulazioni proposte fanno riferimento a fattori di riduzione dipendenti dal periodo di vibrazione. Le variazioni di  $R_{\mu}$  al variare del periodo non sono previste, tuttavia, in molti codici attuali di progettazione, e la scelta del livello di progetto appropriato è basata solamente sulla tipologia strutturale. Da ciò deriva che le raccomandazioni progettuali non prevedono un grado uniforme di protezione per strutture con differenti periodi di vibrazione. D'altro canto, per un livello prefissato di duttilità, il fattore di riduzione delle forze può subire grosse variazioni da un terremoto all'altro. Da ciò si deduce che a livello normativo dovrebbero essere introdotti dei fattori di riduzione su base probabilistica associati alla probabilità più piccola possibile di superare la duttilità imposta, facendo riferimento alla dispersione statistica dei valori di  $R_{\mu}$ .

I fattori di riduzione descritti in precedenza sono poi ottenuti sulla base di studi statistici per sistemi SDOF. L'estrapolazione di questi risultati al fine di renderli applicabili anche a strutture a più gradi di libertà (MDOF) richiede la conoscenza della relazione tra la richiesta di duttilità locale (di piano) e quella globale (struttura). Tale relazione è funzione sia della distribuzione delle deformazioni plastiche all'interno della struttura (meccanismo di collasso) che del terremoto. Per molte tipologie di strutture, una buona approssimazione di questa relazione può essere ottenuta con un'analisi statica non-lineare (pushover), come evidenziato da Miranda (1991) e Nassar et al. (1992).

### 4.3 Spettri di capacità

Nel campo della nuova generazione di normative che fa propri i concetti del performance-based design, le procedure basate su analisi statiche non lineari giocano un ruolo centrale, e, in particolare, sta rapidamente crescendo l'attenzione verso il cosiddetto metodo dello spettro di capacità. Sviluppato da Freeman (Freeman et al., 1975; Freeman, 1998), tale metodo si basa sul confronto fra la capacità di una struttura e la richiesta indotta dall'evento sismico sulla stessa in termini di duttilità e resistenza, permettendo di ottenere una valutazione diretta del comportamento della struttura soggetta al terremoto.

La capacità della struttura (sistema MDOF) viene valutata, impiegando una curva forza-spostamento, ottenuta da un'analisi statica non lineare. Il tagliante alla base e lo spostamento in testa sono convertiti in accelerazione e spostamento spettrale di un sistema equivalente ad un grado di libertà, definendo in tal modo lo spettro di capacità della struttura.

La richiesta in termini di duttilità e resistenza da parte del sisma sulla struttura può essere ottenuta a partire dagli spettri di risposta inelastici. Questi possono essere costruiti utilizzando un'analisi al passo su un sistema SDOF in campo plastico o a

partire dagli spettri elastici, introducendo coefficienti correttivi basati su analisi statistiche.

A questo punto, la richiesta viene rappresentata, in sovrapposizione alla curva di capacità (figura 4.14), su un grafico che presenta in ordinate le accelerazioni spettrali e in ascisse gli spostamenti (Acceleration-Displacement Response Spectrum, ADRS) e i periodi  $T$  sono rappresentati da rette uscenti radialmente dall'origine degli assi. L'intersezione dello spettro di capacità con quello di domanda permette di individuare la richiesta in termini di forza e di spostamento (Fajfar 1998).

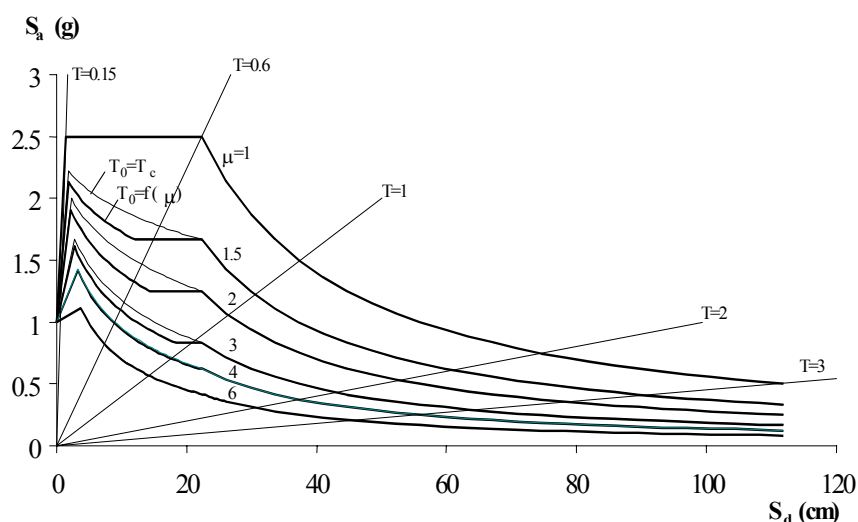


Fig. 4.14 - Spettri plastici nella rappresentazione ADRS per diversi livelli di duttilità.

#### 4.4 La dissipazione energetica

Come si è visto il valore spettrale  $A_p(T, \mu)$  nel caso di risposta non lineare, per un prefissato valore del livello di duttilità disponibile, fornisce una misura della richiesta di resistenza sulla struttura in relazione al terremoto. Come meglio si vedrà in seguito, tale valore spettrale è rappresentativo del comportamento di strutture che raggiungono il collasso a causa del raggiungimento della massima deformazione plastica, indipendentemente dal valore dell'energia dissipata.

Dall'altra parte, nella realtà è più giusto parlare di collasso ciclico delle strutture, caratterizzato da fenomeni di degrado delle caratteristiche meccaniche e di danneggiamento progressivo. L'energia isteretica  $E_h$  dissipata è, certamente, correlata a tali fenomeni e, pertanto, la richiesta di energia  $E_h$  è una misura efficace del potenziale di danno del terremoto, anche se una correlazione con i parametri caratteristici del moto non è semplice.

L'azione di un carico di tipo dinamico, quale quello generato dal sisma, su di un sistema strutturale, corrisponde all'immissione in esso di una determinata quantità

di energia. Tale energia, numericamente uguale al lavoro compiuto dalle forze che dall'esterno agiscono sulla struttura, durante l'intervallo di tempo in cui il carico agisce, mette in moto le masse strutturali e viene trasformata in forme di energia recuperabili (energia cinetica ed elastica di deformazione) e non recuperabili (energia dissipata).

Una volta cessata l'azione dinamica e ripristinata la condizione di quiete, l'energia immessa nel sistema risulta tutta dissipata dalle varie forme di smorzamento. Si distingue uno smorzamento di tipo viscoso, presente anche quando le deformazioni sono piccole ed il comportamento è lineare, dal cosiddetto smorzamento isteretico, conseguente alle eventuali deformazioni plastiche che si verificano quando viene superata la resistenza al limite elastico in alcune parti della struttura.

Il primo tipo di smorzamento è dovuto appunto alla viscosità ed ad altri fenomeni quali l'attrito interno dei materiali, l'attrito in corrispondenza di giunzioni fra elementi strutturali e in corrispondenza di zone di contatto fra elementi non-strutturali ed i loro supporti, il movimento relativo fra la struttura ed il fluido che la circonda (aria o acqua). Tutte queste cause di smorzamento sono generalmente schematizzate mediante uno smorzamento viscoso lineare equivalente.

Lo smorzamento isteretico, invece, è presente solo quando si verificano deformazioni in campo inelastico nei vari componenti del sistema, sia strutturali che non, e l'energia da questo dissipata viene spesso utilizzata per rappresentare un diretto indice del danneggiamento, conseguente all'azione dinamica. Nell'ottica progettuale va tenuto presente che una struttura adeguatamente progettata e costruita deve essere in grado di dissipare l'energia ad essa impartita, senza che si verifichi il crollo e con il minor grado di danno possibile.

Come si vedrà in seguito, l'energia per unità di massa trasmessa ad una struttura da un'azione di tipo sismico dipende, oltre che, ovviamente, dall'evento stesso, principalmente dal periodo fondamentale di vibrazione, ed è poco influenzata dall'entità dello smorzamento interno, dalla resistenza e dalla legge carico-spostamento che caratterizza il sistema.

L'idea di considerare l'azione di un sisma su una struttura come un problema di bilancio energetico non è nuova. Tanabashi negli anni 50' per primo utilizzò l'approccio energetico per l'analisi di semplici modelli elasto-plastici soggetti a moti impulsivi alla base e postulò che, nel caso di coincidenza fra il periodo del sistema e quello dell'impulso applicato, la «forza distruttiva» è proporzionale al quadrato della velocità massima del terreno.

Housner (1959) vide nella pseudo-velocità spettrale un parametro che fornisce un'immediata misura dell'energia di input di un terremoto e propose un metodo di progetto a rottura basato su di un'eguaglianza energetica.

Veletsos e Newmark (1960) suggerirono di derivare gli spettri della risposta inelastica, relativi ad un determinato accelerogramma, per un oscillatore elastico-perfettamente plastico, dagli spettri relativi al corrispondente sistema elastico, eguagliando le energie valutate in corrispondenza del massimo spostamento raggiunto nei due sistemi.



McKevitt et al. (1979) esaminarono l'effetto di diversi parametri sulla capacità di dissipazione energetica di tre diversi modelli ad un grado di libertà e si convinsero della possibilità di affrontare una progettazione su basi energetiche.

Zahrah e Hall (1981) hanno studiato il comportamento inelastico di strutture ad uno o due gradi di libertà sotto l'azione di diversi terremoti, misurando la risposta principalmente in termini di energia dissipata, nonché in termini di duttilità e valutando contemporaneamente il numero di escursioni plastiche misurate. Gli autori proposero un metodo per calcolare i fattori di riduzione  $R_{\mu}$ , basato sull'ipotesi che il livello di danno è lo stesso a parità di dissipazione di energia isteretica.

Sul metodo energetico si basano le strategie di progettazione proposte da Akiyama (1985). Questi giunge addirittura a derivare un criterio unificato valido per ogni tipo di edificio attraverso l'uguaglianza fra l'energia totale di input e quella dissipata.

Bertero (1996), infine, afferma che l'approccio energetico rappresenta uno dei metodi più promettenti per lo sviluppo di metodologie capaci di migliorare la progettazione di strutture sismo-resistenti.

#### 4.5 Equazioni di bilancio energetico

Gli aspetti principali dell'approccio energetico possono essere descritti a partire dall'equazione del moto di un semplice sistema ad un grado di libertà non lineare (vedi figura 4.15), soggetto alla base al generico accelerogramma  $\ddot{x}_g(t)$  (De Luca e Serino 1988).

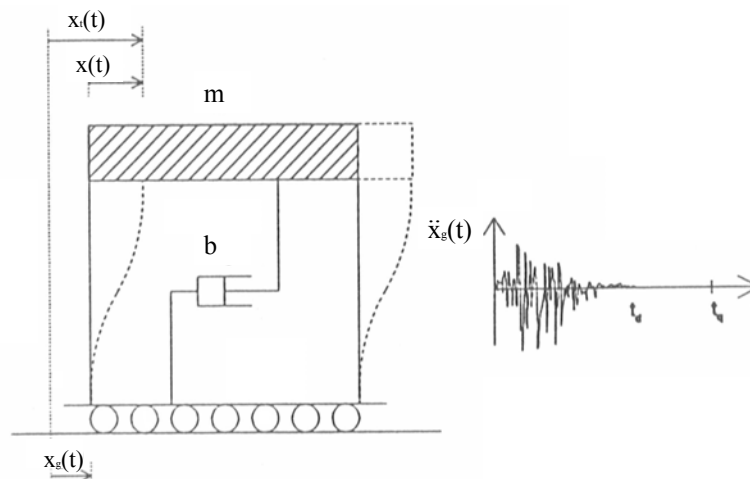


Fig. 4.15 - Sistema ad un grado di libertà soggetto ad un accelerogramma alla base.

La massa totale  $m$  può essere concentrata in sommità e lo smorzamento è considerato di tipo viscoso lineare, con coefficiente di smorzamento pari a  $b$ . Detto  $x$  lo spostamento relativo della massa,  $\dot{x}$  ed  $\ddot{x}$  rispettivamente la sua velocità ed accelerazione ed  $F_S(x)$  la forza di richiamo agente sulla massa  $m$ , non necessariamente proporzionale a  $x$ , l'equazione del moto si scrive:

$$m \cdot \ddot{x}_t + b \cdot \dot{x}_t + F_S(x) = 0 \quad \text{con } \ddot{x}_t = \ddot{x} + \ddot{x}_g \text{ accelerazione assoluta} \quad (4.37)$$

Moltiplicando ogni termine per  $dx = \dot{x}dt$  ed integrando fra l'inizio del terremoto ed il generico istante  $t$  si ottiene:

$$\int_0^t m \ddot{x}_t \dot{x}_t dt + \int_0^t b \dot{x}_t^2 dt + \int_0^t F_S(x) \dot{x}_t dt = 0 \quad (4.38)$$

Il primo termine della (4.38) può essere scritto nella forma:

$$\int_0^t m \ddot{x}_t \dot{x}_t dt = \int_0^t m \ddot{x}_t (\dot{x}_t - \dot{x}_g) dt = \int_0^t m \dot{x}_t d\dot{x}_t - \int_0^t m \ddot{x}_t \dot{x}_g dt = \frac{1}{2} m \dot{x}_t^2(t) - \int_0^t m \ddot{x}_t dx_g \quad (4.39)$$

ottenuta considerando nulla la  $\dot{x}_t$  all'inizio del terremoto (istante  $t=0$ ).

Sostituendo la (4.39) nella (4.38) si giunge all'equazione di bilancio energetico al tempo  $t$ :

$$E_K(t) + E_\xi(t) + E_A(t) = E_I(t) \quad (4.40)$$

dove:

$$E_K(t) = \frac{1}{2} m \dot{x}_t^2(t) \quad (4.41)$$

rappresenta l'energia cinetica del sistema,

$$E_\xi(t) = \int_0^t b \dot{x}_t^2 dt \quad (4.42)$$

rappresenta l'energia dissipata dallo smorzatore viscoso,

$$E_A(t) = \int_0^t F_S(x) \dot{x} dt \quad (4.43)$$

è l'energia assorbita dalla forza di richiamo e:

$$E_I(t) = \int_0^t m \ddot{x}_t dx_g \quad (4.44)$$

rappresenta l'energia di input.

L'energia di input  $E_I$  rappresenta il lavoro compiuto dalla forza agente alla base della struttura, somma della forza di richiamo e di quella viscosa, essendo, infatti, per la (4.37):

$$m \ddot{x}_t = -b \dot{x} - F_S(x) \quad (4.45)$$

L'energia assorbita dalla forza di richiamo  $E_A(t)$  si può dividere nelle due aliquote, energia elastica di deformazione  $E_E(t)$  ed energia di isteresi  $E_H(t)$ . Quest'ultima rappresenta una quantità dissipata ed è legata al comportamento plastico del materiale. Quindi:

$$E_A(t) = E_E(t) + E_H(t) \quad (4.46)$$

Tenendo conto della (4.46) la (4.40) si scrive quindi:

$$E_K(t) + E_\zeta(t) + E_E(t) + E_H(t) = E_I(t) \quad (4.47)$$

L'evoluzione temporale delle diverse quantità energetiche per un oscillatore elasto-plastico soggetto all'accelerogramma di El Centro 1940 è rappresentata in figura 4.16.

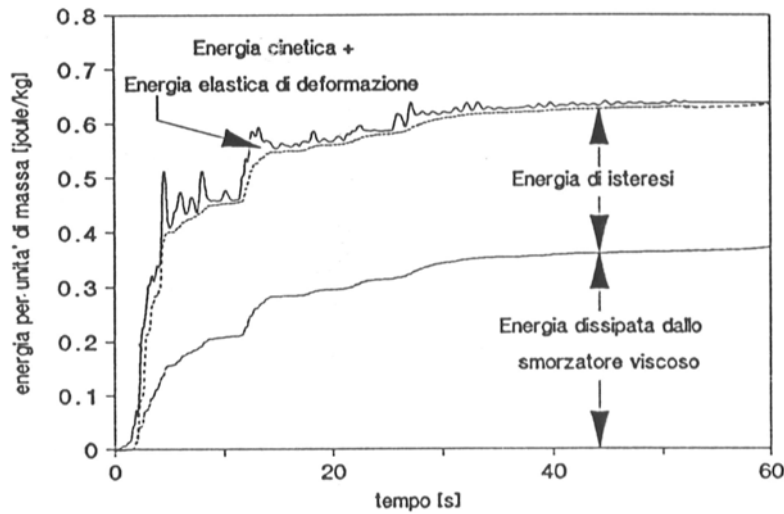


Fig. 4.16 - Evoluzione temporale delle quantità energetiche (terremoto di El Centro) (De Luca e Serino 1988).

L'energia viscosa e quella isteretica sono funzioni crescenti del tempo in quanto rappresentano forme di energia non recuperabili che si accumulano progressivamente. Al contrario l'energia cinetica e quella elastica di deformazione sono restituite (ad esempio l'energia elastica è restituita allo scarico) e presentano picchi e ritorni allo zero.

Al cessare dell'effetto del terremoto, la struttura presenta oscillazioni libere di ampiezza decrescente nel tempo. In tale condizione esiste un istante  $t_q > t_E$ , ove  $t_E$  è la durata del terremoto, in cui la condizione di quiete viene nuovamente raggiunta.

In tale condizione si ha:

$$E_K(t_q) = E_E(t_q) = 0 \quad (4.48)$$

La (4.47) diviene allora:

$$E_\xi(t_q) + E_H(t_q) = E_I(t_q) \quad (4.49)$$

essendo anche valida la relazione:

$$E_I(t_q) = E_I(t_d) \quad (4.50)$$

Queste considerazioni cadono in difetto nel caso di sistema elastico privo di smorzamento viscoso. Infatti in questo caso sono nulli entrambi i termini dissipativi

( $E_{\xi} = E_H = 0$ ), e per questo motivo al termine del terremoto l'energia di input rimane all'interno del sistema, che continua ad oscillare indefinitamente ( $t_q \rightarrow \infty$ ).

La (4.49), che rappresenta l'equazione globale di bilancio energetico relativa all'azione sismica sulla struttura, evidenzia che l'energia globale di input si trasforma in energia di dissipazione viscosa ed in energia di isteresi. Se il sistema rimane elastico durante l'intera durata del terremoto,  $E_H(t_q) = 0$  ed  $E_{\xi}(t_q) = E_I(t_q)$ . Se, al contrario, le escursioni in campo plastico sono numerose ed il rapporto fra il coefficiente di smorzamento viscoso e quello critico (cioè il valore dello smorzamento relativo) è piccolo (cosa che usualmente si verifica nelle strutture ordinarie),  $E_{\xi}(t_q) \ll E_H(t_q)$  e risulta  $E_H(t_q) \cong E_I(t_q)$ .

Alcuni autori (Zahrah e Hall, 1981; Akiyama, 1985; Wakabayashi, 1986) preferiscono scrivere l'equazione di bilancio energetico (4.40) facendo comparire l'energia cinetica relativa della massa  $m$ , invece di quella assoluta:

$$E'_K(t) + E_{\xi}(t) + E_A(t) = E'_I(t) \quad (4.51)$$

in cui:

$$E'_K(t) = \frac{1}{2} m \dot{x}^2(t) \quad (4.52)$$

In conseguenza di tale posizione l'energia di input viene definita come:

$$E'_I(t) = E_I(t) - \frac{1}{2} m (\dot{x}_t^2(t) - \dot{x}^2(t)) \quad (4.53)$$

#### 4.6 Spettri dell'energia di input

Gli spettri dell'energia di input per unità di massa relativi all'accelerogramma di Tolmezzo (1976), per un oscillatore elastico con diversi valori dello smorzamento relativo  $\nu = b / 2\sqrt{km}$  sono riportati in figura 4.17.

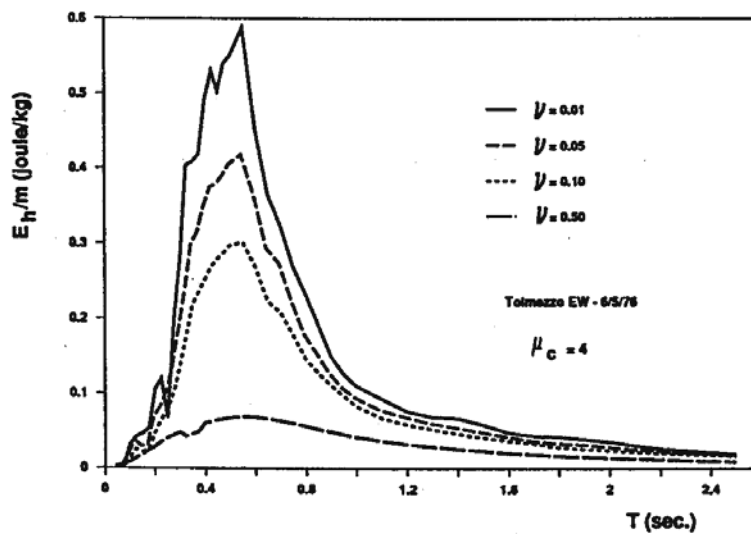


Fig. 4.17 - Effetto di  $\xi$  sull'energia di input per un sistema elastico (terremoto del Friuli).

Per uno stesso terremoto, generalmente, negli spettri di risposta sia in termini di energia di input che di pseudo-velocità, si attingono le massime ordinate spettrali per valori del periodo molto vicini fra loro.

Una proprietà importante dell'energia di input è che essa considera implicitamente la durata dell'evento sismico, e non solo la sua massima intensità, e, quindi, permette di tenere in conto della stretta correlazione che esiste fra la durata del sisma ed il danno osservato. Ciò risulta di grande importanza per l'osservazione già fatta diverse volte circa l'incapacità da parte dell'accelerazione spettrale di descrivere il potere distruttivo di un terremoto.

L'informazione più utile dal punto di vista progettuale non è, infatti, la massima accelerazione o la massima forza di inerzia che si prevede si svilupperà sulla struttura. Può infatti verificarsi, come nel caso dell'accelerogramma di Ancona 1972, che la parte della registrazione in cui si raggiungono valori elevati dell'accelerazione sia di durata estremamente breve e con picchi ristretti e ciò comporta una potenzialità di danno per la struttura certamente molto ridotta. Al contrario, un accelerogramma di lunga durata, quale il Campano-Lucano 1980, pur presentando un'accelerazione massima minore, rappresenta un pericolo ben maggiore per la struttura, come è dimostrato dai valori ben più elevati dello spettro di energia. Ciò che è importante è riuscire a prevedere il comportamento inelastico della struttura, e l'approccio energetico può essere un valido strumento.

#### 4.7 Numero di cicli equivalente

Da quanto detto riguardo sia l'approccio energetico che il criterio della duttilità, come filosofie su cui basare le procedure di progettazione antisismica, risulta evidente la necessità di spingersi oltre, facendo intervenire dei parametri e delle misure del danno che permettano di migliorare la capacità di previsione del comportamento dinamico di una struttura.

Il criterio dell'energia sottostima la capacità di un sistema in termini di risposta sismica, quindi rappresenta un approccio che permette di porsi a vantaggio di sicurezza. Esso, infatti, pur nella sua chiarezza e semplicità, ha la limitazione concettuale di considerare alla stessa maniera tutti i cicli plastici, computando l'energia dissipata indipendentemente dall'ampiezza del singolo ciclo. Per questo motivo risulta più adatto per quelle strutture che, presentando meccanismi di degrado progressivi e storie di carico caratterizzate da vari cicli ad elevata deformazione, hanno un collasso sicuramente condizionato dall'ammontare dell'energia plastica dissipata.

Sul versante opposto abbiamo il criterio della duttilità che opera a svantaggio di sicurezza nella valutazione delle risorse della struttura. La scelta della duttilità come parametro di danneggiamento equivale ad assumere che la crisi avvenga per l'attingimento della massima escursione inelastica, indipendentemente dal numero di cicli e dalla quantità di energia dissipata. Questo tipo di approccio può essere maggiormente indicato nel caso in cui l'andamento dei cicli plastici sia caratterizzato da un unico ciclo con grande escursione plastica e da molti cicli con ridotta richiesta di duttilità. Questo criterio, perciò, rappresenta il tetto massimo delle possibili stime effettuabili nei confronti delle risorse sismiche di una struttura.

E' nel tentativo di restringere la distanza fra le previsioni ottenibili con questi due criteri, che ci si rende conto che la massima duttilità richiesta è soltanto uno dei tanti parametri necessari alla descrizione del comportamento non lineare di una struttura e si prendono in considerazione altri fattori come l'energia totale da dissipare, l'ampiezza e la forma dei cicli di deformazione, il numero dei cicli plastici ed il valore medio della loro ampiezza, la durata dell'evento sismico.

Riuscire ad avere una stima affidabile del numero dei cicli di isteresi che si verificano durante un terremoto, significherebbe poter avanzare una valutazione credibile del livello di danno associato. Se ciò fosse possibile si potrebbero implementare delle procedure di calcolo per assegnare ad una struttura la capacità di sopportare un certo comportamento ciclico. Il problema sta, innanzitutto, nel fatto che non tutti i cicli sono uguali, né sono tutti dei cicli pieni.

Per questa ragione si introduce un numero equivalente di cicli (McCabe e Hall, 1988). Questo parametro è una misura dell'ampiezza della distribuzione dei cicli ed indica il numero di cicli con la massima escursione plastica verificatasi ( $x_u - x_y$ ), che la struttura deve compiere per dissipare la quantità di energia isteretica  $E_H$ , associata alla reale distribuzione di cicli. Nel caso di un modello caratterizzato da un comportamento elastico-perfettamente plastico si avrebbe:

$$n_{eq} = \frac{E_H}{F_y \cdot \Delta x_{max}} \quad (4.54)$$

in cui  $n_{eq}$  è il numero di cicli equivalente,  $F_y$  la forza al limite elastico,  $E_H$  l'energia isteretica dissipata e  $\Delta x_{max}$  il valore della massima escursione plastica della distribuzione di cicli.

Appare chiaro che un valore del numero equivalente di cicli vicino all'unità indica la presenza di un unico grande ciclo plastico ed è tipico di terremoti impulsivi, mentre alti valori di  $n_{eq}$  sono caratteristici di distribuzioni con molti cicli di grande ampiezza, tipici di terremoti di lunga durata, come ad esempio quello del Cile 1985.

Rodriguez (1994) ha proposto un nuovo parametro per la misura della capacità di un terremoto di danneggiare una struttura:

$$I_D = \frac{E_H}{E_\lambda} \quad (4.55)$$

che può essere definito come il numero di cicli completi compiuti da un sistema SDOF elastico equivalente per assorbire un ammontare di energia isteretica pari a  $E_H$ . Nei cicli il sistema è costretto a raggiungere il massimo valore dello spostamento in sommità  $+x_d$  e  $-x_d$ , stabilito in relazione ad un certo livello di deformazione accettabile sulla struttura che si intende studiare. La grandezza  $E_\lambda$  è definita come l'energia totale per unità di massa che il sistema SDOF equivalente assorbe in ciclo completo. L'autore ha utilizzato un comportamento lineare equivalente per tenere in conto il reale comportamento inelastico della struttura.

#### 4.8 Stima dell'energia dissipata e di input

La stima dell'energia dissipata  $E_H$  e dell'energia di input  $E_I$  può essere perseguita o per via diretta per entrambe le quantità o mediante la stima di una delle due quantità e del loro rapporto  $E_I / E_H$ , che è una funzione abbastanza stabile della duttilità.

Fajfar (1994) ha proposto una promettente tecnica di progetto, basata sul concetto della duttilità equivalente ridotta che tiene in conto l'influenza dei cicli di carico. La riduzione della duttilità dovuta al danno cumulato viene controllata da un parametro adimensionale  $\gamma$ , che rappresenta la normalizzazione dell'energia isteretica dissipata:

$$\gamma = \frac{\sqrt{(E_H / m)}}{\omega D} \quad (4.56)$$



in cui  $E_H$  è l'energia isteretica dissipata,  $m$  la massa del sistema,  $\omega$  la pulsazione naturale e  $D$  il massimo spostamento relativo del sistema. Tale relazione può essere riscritta nel seguente modo:

$$\frac{E_H}{m} = (\gamma\omega D)^2 \quad (4.57)$$

Per un sistema SDOF con una legge carico spostamento bilineare lo spostamento relativo massimo può essere valutato con l'espressione:

$$D = \frac{\mu A_e}{R\omega^2} \quad (4.58)$$

in cui  $\mu$  è la duttilità, ossia il rapporto fra il massimo spostamento ed il valore al limite elastico,  $A_e$  è il valore dell'ordinata nello spettro della pseudo-accelerazione ed  $R$  è il fattore di riduzione. Sostituendo la (4.58) nella (4.57) si ottiene:

$$\frac{E_H}{m} = \left( \frac{\gamma\mu A_e}{R\omega} \right)^2 \quad (4.59)$$

Nella procedura presentata dall'autore lo spettro elastico della pseudo-accelerazione si assume definito a priori, come del resto il valore della duttilità disponibile. Partendo da questi valori e usando le formule per il fattore di riduzione e del parametro  $\gamma$  (che è una funzione delle caratteristiche del terremoto), si può facilmente costruire lo spettro dell'energia isteretica dissipata per unità di massa, attraverso l'equazione (4.59). Usando la formula per il rapporto fra l'energia isteretica e quella di input  $E_H / E_I$ , l'energia di input per unità di massa può essere facilmente calcolata attraverso la formula:

$$\frac{E_I}{m} = \frac{1}{E_H / E_I} \cdot \frac{E_H}{m} \quad (4.60)$$

Fajfar ha introdotto delle formula approssimate per la valutazione sia del rapporto  $E_H / E_I$  che del parametro  $\gamma$ . Questo parametro, definito dall'equazione (4.56), controlla l'effetto della fatica plastica a basso numero di cicli. I risultati dello studio parametrico mostrano che esso dipende principalmente dalle caratteristiche del terremoto e da alcuni parametri strutturali come il periodo, la duttilità ed il comportamento isteretico, mentre risulta praticamente indipendente dallo smorzamento relativo.

Per quanto riguarda il rapporto fra energia isteretica ed energia di input  $E_H / E_I$ , l'autore ha concluso che il parametro più influente risulta essere lo smorzamento. Una diminuzione dello smorzamento viscoso comporta un aumento del rapporto  $E_H / E_I$ , esteso all'intero campo di periodi investigati. Si osserva una moderata influenza della duttilità (che svanisce al decrescere di quest'ultima, tendendo il rapporto a valori nulli) e del comportamento isteretico, mentre l'influenza del terremoto e del periodo naturale della struttura è piccola.

Basandosi sui risultati del proprio studio parametrico, Fajfar ha presentato una formula approssimata per lo spettro del rapporto  $E_H / E_I$ :

$$\frac{E_H}{E_I} = c_E \frac{(\mu - 1)^{c_H}}{\mu} \quad (4.61)$$

dove  $c_E$  e  $c_H$  sono delle costanti che dipendono dal modello isteretico e dallo smorzamento.

L'energia di input dipende principalmente dal periodo elastico della struttura e dalla registrazione accelerometrica considerata, mentre è solo scarsamente influenzata dallo smorzamento viscoso e dalle caratteristiche della risposta plastica. Per queste ragioni l'energia di input viene assunta come una misura del contenuto energetico dell'evento sismico.

Una sua prima valutazione fu introdotta da Housner, che mise in relazione il valore di picco dell'energia di input  $E_{I_{max}}$  con il quadrato della velocità spettrale di picco. Akiyama ha proposto un'altra relazione che mette in relazione il picco dell'energia di input  $E_{I_{max}}$  con il periodo predominante del terremoto, assunto in modo approssimato uguale al periodo  $T_1$  della costruzione semplificata di Newmark e Hall.

Lo studio condotto su varie registrazioni accelerometriche ha mostrato che il picco di energia di input  $E_{I_{max}}$  dipende in modo sostanziale dal lavoro globale svolto dal terremoto e perciò bisognerebbe includere in una formulazione valida, per la valutazione di  $E_{I_{max}}$ , una misura integrale.

Uang e Bertero (1990) hanno dimostrato che entrambe le formulazioni dell'energia di input sia assoluta che relativa, per un prefissato valore della duttilità, danno risultati praticamente coincidenti nel campo di periodi di interesse. Le differenze fra queste due energie di input crescono al discostarsi del periodo della struttura dal campo di periodi considerato (da 0.3 a 0.5 secondi). Al decrescere del periodo l'energia assoluta di input tende al valore  $m\dot{v}_{g(max)}^2/2$ , in cui  $\dot{v}_{g(max)}^2$  è la massima velocità del terreno, mentre l'energia di input relativo tende a zero. La situazione si rovescia per i lunghi periodi.

Il massimo valore dell'energia di input  $E_{I_{max}}$  per una struttura, il cui periodo fondamentale è prossimo a quello predominante del terremoto atteso, può essere

realisticamente valutato attraverso il valore della massima velocità del terreno attesa e del fattore di amplificazione  $\Psi$ . Tale fattore  $\Psi$  può essere rappresentata come una funzione lineare della durata del terremoto  $t_D$ :

$$\Psi(\mu = 5, \xi = 5\%) = 1.0 + 0.12t_D \quad (4.62)$$

avendo definito  $\Psi$  come:

$$\Psi(\mu, \xi) = \frac{V_i^{max}(\mu, \xi)}{\dot{v}_{g(max)}} \quad (4.63)$$

e  $t_D$  è la durata effettiva pari a:

$$t_D = t_{0.95} - t_{0.05} \quad (4.64)$$

dove  $t_{0.05}$  e  $t_{0.95}$  sono definiti come i tempi in corrispondenza dei quali si raggiunge il 5% e il 95% del valore dell'intensità di Arias.

Secondo la procedura proposta, calcolato il fattore di amplificazione  $\Psi$ , si ottiene il valore della massima velocità spettrale con la relazione:

$$V_i^{max} = \Psi \dot{v}_{g(max)} \quad (4.65)$$

e quindi si calcola l'energia di input per unità di massa:

$$\frac{E_i^{max}}{m} = \frac{1}{2} (V_i^{max})^2 \quad (4.66)$$

In tal modo mettendo in relazione l'energia di input con la durata effettiva dell'evento sismico si ottiene una misura dell'intensità del terremoto.

Cosenza e Manfredi (1997) propongono una formulazione per valutare la domanda di energia isteretica per unità di massa da parte del terremoto, basata sul numero di cicli plastici  $n$  e del loro valore medio  $m$  (relativo agli  $n-1$  cicli di ampiezza inferiore a quella massima):

$$\frac{E_{h,d}}{m} = F_y \cdot \sum_{i=1}^n \Delta x_i = \frac{F_y x_y}{m} (\mu_{1,d} - 1) \cdot [1 + m(n-1)] \quad (4.67)$$

in cui  $\Delta x_i$  è l'ampiezza del generico ciclo plastico,  $\mu_{1,d}$  è la duttilità richiesta e  $x_y$  è il valore dello spostamento al limite elastico. I valori di  $n$  ed  $m$  sono valutati con le seguenti relazioni:

$$n = 1 + 1.45 \cdot (\mu - 1)^{16/25} \cdot I_D^{4/5} \quad (4.68)$$

$$m = 0.16 \cdot (\mu - 1)^{-4/25} \cdot I_D^{1/5} \quad (4.69)$$

in cui  $I_D$  è il fattore introdotto da Cosenza e Manfredi e definito dalla relazione:

$$I_D = \frac{I_E}{PGA \cdot PGV} = \frac{\int_0^t a^2(t) dt}{PGA \cdot PGV} \quad (4.70)$$

Utilizzando le (4.68) e (4.69), si ottiene la seguente relazione, valida per bassi valori dello smorzamento e nel campo dei medio-lunghi periodi:

$$(n-1)m = 0.18 \cdot (R_\mu - 1)^{3/5} \cdot I_D \quad (4.71)$$

Dalla definizione del coefficiente di riduzione:

$$R_\mu = \frac{mA_e}{F_y} \quad (4.72)$$

si trae la relazione tra la resistenza al limite elastico  $F_y$  e l'accelerazione spettrale elastica  $A_e$ :

$$\frac{F_y x_y}{m} = \left( \frac{A_e}{\omega R_\mu} \right)^2 \quad (4.73)$$

in cui  $\omega$  rappresenta a pulsazione dell'oscillatore.

Sostituendo l'equazione (4.73) nella (4.67) si ottiene l'espressione dell'energia dissipata, in funzione della duttilità richiesta  $\mu_{1,d}$ :

$$\frac{E_{h,d}}{m} = (\mu_{1,d} - 1) \cdot [1 + (n-1)m] \cdot \left( \frac{A_e}{\omega} \right)^2 \cdot \left( \frac{1}{R_\mu} \right)^2 \quad (4.74)$$

in cui  $R_\mu$  rappresenta il fattore di riduzione dello spettro elastico della  $A_e$ .

Quindi, l'energia isteretica può essere valutata, in modo approssimato, dalla conoscenza dello spettro elastico  $A_e$  attraverso la (4.74) ed introducendo un'espressione appropriata per il fattore di riduzione  $R_\mu$ .

Per quanto riguarda la valutazione della richiesta di picco dell'energia isteretica, generalmente, il periodo corrispondente appartiene all'intervallo dei medi periodi e, quindi, la richiesta di picco è coincidente con il valore di picco della pseudo-velocità  $A_e/\omega$  e l'ammontare della massima energia per uno smorzamento  $\xi$  uguale a 0.05. Combinando le equazioni (4.71) e (4.74) con l'espressione del fattore di riduzione:

$$R_\mu = 1 + 1.5\tau^{3/4}(\mu - 1)^{4/5} \quad (4.75)$$

con  $\tau = T/T_1$  per  $T \leq T_1$  e  $\tau = 1$  per  $T > T_1$ , si ottiene la seguente espressione del valore di picco dell'energia isteretica per unità di massa:

$$\left(\frac{E_{h,d}}{m}\right)_{max} = \frac{(\mu_{1,d} - 1)}{[1 + 1.5(\mu_{1,d} - 1)^{4/5}]^2} \cdot (1 + 0.23 \cdot I_D \cdot \sqrt{\mu_{1,d} - 1}) \cdot \left(\frac{A_e}{\omega}\right)_{max}^2 \quad (4.76)$$

Tale equazione permette una eccellente stima della domanda di picco dell'energia isteretica.

E' interessante notare che è anche possibile stimare lo spettro e la richiesta di picco dell'energia di input  $E_I$ . Infatti, partendo dalla valutazione dell'energia dissipata istereticamente  $E_h$  ed introducendo il rapporto  $E_h/E_I$ , si può valutare l'energia di input.

Da quanto visto e da altre formulazioni di diversi autori, le espressioni del valore di picco dell'energia di input risultano funzioni sia della RMSA che del periodo  $T_1$ , che può essere assunto proporzionale al rapporto PGV/PGA, oppure direttamente funzioni di tale rapporto. Tso, Zhu e Heidebrecht (1993) mettono in luce come il rapporto PGV/PGA può essere assunto come una misura del contenuto energetico del terremoto.

Gli autori basano il proprio studio su 45 registrazioni accelerometriche, suddivise in tre gruppi in base al valore del rapporto PGA/PGV: terremoti con bassi, medi ed elevati valori di tale rapporto. Quelli caratterizzati da alti valori di tale rapporto, in generale, hanno la maggior parte del proprio contenuto energetico nel campo dei bassi periodi. Ciò si riflette nel fatto che le strutture con bassi periodi propri presentano la massima energia di input per tali eventi sismici, mentre quelle con elevati periodi propri hanno la massima energia di input nel caso di eventi con valori piccoli del rapporto PGA/PGV, cioè terremoti caratterizzati dal maggior contenuto energetico nel campo dei medi ed alti periodi.

In altre parole è possibile mettere in relazione il contenuto dell'energia di input con le caratteristiche del moto, definite attraverso la conoscenza delle grandezze PGA, PGV e soprattutto del loro rapporto.

## 5. DANNEGGIAMENTO E COMPORTAMENTO ISTERETICO

Un problema di estrema importanza da considerare ancora aperto è quello della corretta definizione di opportuni funzionali di danneggiamento, al fine di definire il collasso strutturale. Nelle analisi sismiche, infatti, non è ancora definito con chiarezza il criterio di collasso, che permette di valutare il comportamento strutturale per effetto di carichi ciclici con distribuzione casuale. Di tale problematica e della relazione che intercorre tra valutazione del danno e modellazione del comportamento isteretico strutturale si discuterà in questo capitolo.

### 5.1 Definizione di funzionale di danno

Il problema della definizione del danno e della sua stima è complesso e può essere risolto attraverso l'individuazione di appositi parametri di resistenza sismica  $d_i$ , che chiamiamo variabili di danno e che sono concettualmente ben distinti dagli indici di danno. I primi sono utili a quantificare il progressivo collasso strutturale e in ogni momento lo stato di danneggiamento del sistema (capacità di resistenza e di deformabilità) è definito dal vettore  $\{d\}$ , che raccoglie i valori assunti dai parametri  $d_i$  in quell'istante; per questo motivo è necessario che siano desumibili da prove sperimentali semplici e facilmente codificabili. In generale, il danno nelle strutture è messo in relazione a deformazioni non recuperabili, cioè escursioni avvenute in campo plastico. Perciò ogni variabile o parametro di danno deve fare riferimento a una certa misura di deformazione: queste quantità sono le tensioni e le curvature, ma anche le misure di spostamenti sono ugualmente utilizzabili, cioè le rotazioni (nelle sezioni terminali degli elementi), spostamenti orizzontali di piano e spostamenti relativi fra piani adiacenti. Le ultime due quantità sono di regola utilizzate come variabili di danno globale, mentre curvature o rotazione sono adoperate per la caratterizzazione del danno locale. Anche se collegate in modo meno diretto al danneggiamento, anche le forze sono a volte utilizzate come variabili di danno (taglio alla base, tagliante di piano, forze resistenti delle varie membrature). Infine, non certo per importanza, l'energia dissipata, durante i cicli di carico con escursioni in campo plastico dei vari elementi, risulta un'altra variabile molto importante.

In generale, definire gli stati ultimi in elementi in c.a., anche in condizioni prevalentemente flessionali, e quindi individuare il campo di variazione delle variabili necessarie alla formulazione di un indice di danno, non è cosa facile. Si possono utilizzare vari criteri:

- riduzione di una percentuale, arbitrariamente stabilita, della resistenza massima, con riferimento alla curva carichi-spostamenti ( $P-\delta$ ) o momento-rotazione ( $M-\theta$ ); questo approccio risulta spesso soggettivo;
- crisi del confinamento, corrispondente alla rottura di almeno un elemento dell'armatura trasversale. L'esperienza dimostra che la crisi dell'armatura trasversale non comporta la crisi, ma l'inizio del degrado della resistenza ciclica del calcestruzzo, caratterizzato da una velocità che dipende dal carico assiale, dalla quantità e distribuzione dell'armatura longitudinale;

- inizio di fenomeni di instabilità delle armature longitudinali, seguito, dopo pochi cicli, da un rapido degrado di resistenza.

Il parametro generalmente più usato è la duttilità; il giudizio, cioè, se la struttura è in grado di sopportare o meno ulteriori azioni sismiche è dato in base al confronto fra la massima escursione plastica ottenuta durante l'azione ciclica e il valore ammissibile. Il limite di tale criterio, che, in un certo senso, generalizza al caso ciclico il criterio di resistenza della massima deformazione di Grashof (1878), è quello di considerare il solo ciclo con massima escursione plastica, prescindendo completamente dagli altri. All'estremo opposto, un criterio molto usato (Akiyama 1985; Fajfar et al. 1988; Uang-Bertero 1990; Zahra-Hall 1984) è quello dell'energia, in cui si postula che il collasso avviene quando la struttura dissipa un'energia pari ad un valore limite. Tale criterio, che, in analogia con quanto detto in precedenza, generalizza il criterio dell'energia di deformazione di Beltrami (1885), ha come limite quello di considerare tutti i cicli plastici alla stessa stregua, sommando cioè l'energia dissipata indipendentemente dall'ampiezza del ciclo; è, invece, sperimentalmente dimostrato che in molte situazioni cicli plastici di piccola entità non hanno pratica rilevanza ai fini del danneggiamento.

Intermedie, fra i due criteri innanzi enunciati, esistono molte altre possibilità di definire il collasso sismico; in generale per ottenere un effettivo salto di qualità nell'analisi del problema è necessario tenere conto della distribuzione dei cicli plastici, almeno approssimativamente. Diverse formulazioni sono state formulate da vari autori, ma un criterio che tiene conto in modo più preciso della distribuzione dei cicli plastici è quello che generalizza la legge dell'accumulo lineare della fatica plastica (Krawinkler-Zohrei 1983; Krawinkler 1987; Yamada et al. 1988; Yamada 1990).

Stante, dunque una notevole incertezza nell'affrontare il problema della definizione di un criterio certo per stabilire il collasso, si arriva alla definizione dei «*funzionali di danneggiamento*», da stabilire sulla base dei criteri sopra menzionati. In un approccio corretto è necessario operare con delle funzioni, a valori nel campo reale e definite sullo spazio dei parametri di danno, ritenuti maggiormente significativi, che definiscono, nella loro forma normalizzata, la superficie di collasso in condizioni sismiche. Naturalmente, come già accade per i criteri di resistenza dei materiali, non può esistere un criterio di collasso sismico unitario, ma i diversi materiali, elementi strutturali e più in generale strutture nel loro complesso, possono avere la tendenza a seguire un criterio piuttosto che un altro. Gioca un ruolo non secondario anche la distribuzione dei cicli plastici, perché il danneggiamento dipende in modo sostanziale dal tipo di carico ciclico cui è sottoposta la struttura.

Applicando quanto detto al semplice modello elasto-plastico, si tratta di definire i valori  $\{d_y\}$  e  $\{d_u\}$  assunti dal vettore di stato  $\{d\}$ , rispettivamente in corrispondenza dell'inizio della plasticizzazione, del sistema strutturale, e del suo collasso sotto carichi ciclici. A questo punto bisogna introdurre il funzionale di danno normalizzato  $D$ , definito nello spazio dei vettori di stato  $\{d\}$ ; tale funzionale deve assumere il valore nullo in corrispondenza dell'inizio della plasticizzazione, il valore 1 in corrispondenza del collasso e deve essere funzione crescente con il



danneggiamento. Ad esempio, nel caso in cui lo spazio dei vettori di stato sia monodimensionale, una possibile forma del funzionale di danneggiamento, spesso utilizzata nelle applicazioni (Powell-Allahabadi 1988; Yao 1985) risulta:

$$D = 0 \text{ per } d \leq d_y; \quad D = \left( \frac{d - d_y}{d_u - d_y} \right)^a \text{ per } d_y \leq d \leq d_u; \quad a > 0 \quad (5.1)$$

Ottenuta, quindi, una misura del valore assunto dal funzionale di danneggiamento, in relazione alla struttura esaminata e per gli eventi sismici attesi, la verifica sismica sarà ovviamente soddisfatta se risulta  $D < 1$ . Si può osservare come, al variare di  $\alpha$ , il funzionale di danneggiamento appena definito conservi le proprietà sopra descritte, mentre i valori assunti per grandezze intermedie del vettore di stato varino completamente: ci si accorge, cioè, che il problema della quantificazione dei livelli intermedi di danneggiamento risulta un aspetto più complesso della sola definizione del collasso per azioni cicliche. Tale problematica, essendo connessa all'applicazione di metodi di identificazione strutturale non lineare su strutture esistenti, che hanno subito danni plastici significativi, ma non tali da comportare il collasso, va affrontata con l'introduzione di modelli evolutivi con legge di danneggiamento interno e va collegata con l'analisi del danno subito da edifici reali. In quest'ottica, il ricorso precedente al semplice modello elastico-perfettamente plastico (modello a parametri invarianti), senza alcuna legge di danneggiamento interno, consente di superare il problema della modellazione.

## 5.2 Classificazione degli indici di danno

Si può ottenere una classificazione degli indici di danno, utilizzando vari criteri: indici globali o locali; indici probabilistici o deterministici; indici strutturali ed economici; classificazione basata sul tipo di analisi; classificazione basata sul tipo di approccio usato nel definire l'indice di danneggiamento. Per quanto riguarda il primo schema, come già accennato precedentemente, se la caratteristica principale è la parte della struttura di cui si vuole descrivere il grado di danno, si possono raccogliere gli indici in differenti categorie, indici di danno locale, intermedio e globale, a seconda che ci si riferisca a una semplice membratura, a una parte della struttura, costituita da più elementi strutturali (un piano in un edificio, o più in generale a una sottostruttura), oppure alla struttura nella sua interezza. È facile comprendere come l'accuratezza nella determinazione dell'indice di danno diminuisca al crescere dell'ampiezza dello scenario che intendiamo valutare. Gli indici di livello intermedio e globale possono anche essere definiti come medie pesate degli indici di danno relativi ai singoli elementi, presi a ogni piano di un edificio o per l'intera struttura. Nei fattori di peso si possono utilizzare criteri come l'energia dissipata plasticamente da una membratura, il livello di sollecitazione derivante dai carichi gravitazionali oppure il valore assunto dagli indici di danno;

entrambi i primi due tipi di approccio, comunque, portano a dare un maggior peso, nel caso degli indici globali, agli elementi dei piani più bassi, cosa concettualmente corretta, salvo riconoscere che la crisi di un piano sofficie coincide con la crisi dell'intera struttura.

Dipendentemente dal tipo di approccio matematico usato per determinare l'indice di danno, si può fare una distinzione fra indici deterministici e probabilistici. Date le incertezze insite sia nell'individuazione dell'azione sismica sia nei meccanismi di resistenza delle membrature sottoposte a cicli di carico in campo plastico, risulta chiaro come l'approccio probabilistico possa costituire la scelta più appropriata. Comunque, molti sforzi si sono concentrati sulla definizione di indici di danneggiamento deterministici, principalmente per la loro relativa semplicità, la diretta possibilità di un utilizzo in un contesto pratico e, soprattutto, perché il costo di calcolo per la loro determinazione risulta significativamente meno impegnativo di quello richiesto per il trattamento degli indici probabilistici.

Come già menzionato, può risultare molto interessante esprimere il danneggiamento in termini monetari, al fine di una valutazione economica del danno. Per questa ragione, un'altra suddivisione degli indici può essere basata sulla loro peculiarità strutturale o economica. Un grande sforzo è stato fatto in passato nell'approfondimento degli indici di danno strutturali, mentre nel limitato numero degli studi sugli indici economici è stato utilizzato un approccio quasi esclusivamente empirico. La forma tipica dell'indice di danno economico è il rapporto fra il costo richiesto per la riparazione di un elemento o dell'intera struttura e quello corrispondente alla sua ricostruzione. Bisogna notare che, seguendo questo tipo di approccio, non si ottiene un indice di danno nella sua classica forma normalizzata, bensì può accadere che esso assuma un valore superiore a quello unitario, senza, tuttavia, che la struttura abbia raggiunto il collasso. Alcuni studi, fra i pochi esistenti, che considerano una correlazione tra un indice strutturale calcolato analiticamente e un corrispondente indice di danno economico, cercano un legame tra il fattore di duttilità di una sezione critica e il costo richiesto per la sua riparazione, considerando differenti tecniche, per elementi in c.a. (Kappos et al. 1991, 1996), mentre altri legano l'indice di Park-Ang al costo di ricostruzione di elementi in c.a., considerando vari livelli di danno (Gunturi & Shah 1992, Singhal & Kiremidjian 1995). In questo discorso si inserisce il problema della considerazione, in una valutazione realistica del danneggiamento, anche degli elementi non strutturali. Gli elementi strutturali, infatti, difficilmente hanno un peso superiore al 25% nel costo totale di un'opera. E' per questo motivo, quindi, che diventa importante stabilire degli indici di danno affidabili per gli elementi non strutturali, quali tamponature, pareti divisorie e impianti vari, senza voler menzionare il contenuto di serti edifici, che potrebbero eccedere di molto il costo della struttura stessa. Fra gli elementi non strutturali, i più vulnerabili sono quelli che non sono in grado di seguire le deformazioni subite dalla struttura durante l'eccitazione sismica. Un esempio tipico è costituito dalle tamponature in muratura, ampiamente utilizzate e comunemente realizzate a contatto con gli elementi strutturali. Il costo di riparazione di questi pannelli dopo un evento sismico spesso superano quello

necessario per gli elementi portanti ed è, perciò, necessario lo sviluppo di validi indici che tengano in considerazione almeno questi tipi di elementi non strutturali.

La maggior parte delle variabili di danno proposte nella letteratura richiede una certa analisi per la loro determinazione, sebbene non sia questa una delle caratteristiche indispensabili (sono stati proposti altri approcci basati su esami e misure in-situ). Perciò, un altro criterio, in base al quale operare una classificazione, può essere quello di distinguere fra i vari tipi di analisi richieste, si tratti di analisi elastiche lineari o in campo non lineare. Inoltre bisogna distinguere fra analisi statica e dinamica in ognuno dei due casi. Idealmente, un'analisi dinamica in campo non lineare dovrebbe essere la scelta migliore per la valutazione del danno sismico, che, per definizione, riguarda elementi il cui comportamento entra in un campo di risposta post-elastico, sottoposti ad azioni variabili nel tempo. Tuttavia, per l'esperienza e l'impegno necessari a ottenere dei risultati affidabili, il compito non si presenta per nulla facile, anche per scopi di ricerca. Perciò, altri tipi di analisi meno raffinati non devono essere scartati a priori. Va chiarito, inoltre, che possono essere stimati indici di danno senza passare attraverso un'analisi, ma in modo empirico, facendo ricorso a delle semplici formule che utilizzano misure sismiche.

Un'ulteriore classificazione può basarsi sul tipo di approccio utilizzato nella definizione dell'indice di danno. I numerosi esempi presenti in letteratura fanno tipicamente capo a uno dei due seguenti approcci:

la richiesta (demand) imposta dall'evento sismico, in termini di determinate grandezza strutturali (forze, spostamenti, deformazioni o energia di dissipazione), è messa in relazione alla corrispondente risorsa (capacity) dell'elemento, della sottostruttura o della struttura nel suo complesso (supply-demand approach). Il parametro di danno in ogni caso deve ricondursi a un singolo valore massimo, a un campo di variazione massimo o ad un valore cumulato, che può essere ottenuto attraverso una teoria cumulativa del danno. Un valore massimo può risultare più appropriato nel caso si utilizzino, come parametro di danno, le forze o l'energia di dissipazione richiesta, mentre un valore cumulato è preferibile nel caso delle deformazioni, strettamente legate alle escursioni in campo plastico; il degrado di determinate variabili sismiche (resistenza, rigidità, energia di dissipazione) è confrontato con dei valori critici predeterminati, usualmente espressi come percentuali di quelli iniziali, corrispondenti a uno stato di assenza di danno.

La difficoltà principale nella definizione di questi indici riguarda la stima della capacità, specialmente quanto si introducono parametri di danno cumulativi, come l'energia dissipata o la deformazione cumulata. Un modo comune di risolvere il problema è di estrapolare tale capacità da prove di carico monotone. Alcuni modelli, infatti, prevedono l'utilizzo del numero di cicli plastici che porta al collasso, ma ottenerlo dai dati sperimentali di prove a fatica con basso numero di cicli (le uniche pertinenti in condizioni sismiche) risulta non facile per la scarsità e la dispersione dei dati fino a oggi disponibili. Una teoria cumulativa del danneggiamento un'analisi dinamica, che permetta di ottenere la storia dei valori assunti dai parametri di danno considerati; questa deve poi essere elaborata al fine di ricavare un valore cumulato singolo rappresentativo. Consideriamo, per esempio, il caso di una trave, in cui si

prendano come parametri di danno delle misure di deformazioni in campo plastico: durante l'analisi l'elemento è deformato ciclicamente e in ogni ciclo plastico c'è un aggravio dello stato di danno. La maniera più semplice per ottenere un valore cumulato per il parametro è di sommare le varie deformazioni. Ciò non tiene conto del fatto, però, che un elevato numero di piccole escursioni in campo plastico può causare un grado di danno minore di quello ottenibile da un ridottissimo numero di grandi deformazioni. Per tenere in conto questo fatto, bisogna affrontare due aspetti: innanzi tutto, data la storia di deformazioni, come dividerla in cicli e come calcolare l'ampiezza delle deformazioni in ognuno di essi; secondariamente, dati i cicli e la loro ampiezza, come calcolare il parametro di danno. Fra i vari criteri proposti, quello che sembra essere il più promettente, tenendo in conto la distribuzione dei cicli plastici è quello che generalizza la legge dell'accumulo lineare della fatica plastica a basso numero di cicli.

### 5.3 Procedure per la determinazione degli indici

Molti studi sugli indici di danno implicano delle procedure analitiche per la loro determinazione e il livello di affinamento nella definizione del danneggiamento è collegato al grado di discretizzazione del modello analitico. I modelli tipici utilizzati sono:

Modelli macroscopici, tra cui il sistema equivalente a un grado di libertà (equivalent SDOF system) o l'edificio a traversi rigidi (shear building); questi permettono il calcolo di quantità legate alla risposta globale del sistema, come i massimi valori degli spostamenti o i valori del taglio alla base. Essi risultano appropriati per delle stime globali di danno poco approssimate. Si modella l'intera struttura come un oscillatore a un grado di libertà con caratteristiche in grado di simulare effettivamente il comportamento globale. In pratica l'analisi è divisa in due parti: nella prima si modella l'intera struttura in modo semplice; nella seconda si analizza sismicamente il modello semplificato. Tale procedura consente, ovviamente, di effettuare analisi numeriche non particolarmente complesse.

Modelli elemento per elemento (member-type model), in cui la discretizzazione è spinta a livello della singola membratura del sistema; essi includono quelli con cerniere plastiche (lumped plasticity) e quelli con plasticità distribuita. Possono essere calcolate, oltre alle grandezze di risposta globale, quelle degli elementi, come deformazioni, curvature e rotazioni nelle cerniere plastiche. Questi modelli sono potenzialmente adeguati per la valutazione del danno sui singoli elementi, a patto, però, di usare una legge costitutiva adeguata per le zone delle cerniere plastiche. Si analizza sismicamente l'intera struttura, valutando il danneggiamento  $D_i$  di ciascun elemento strutturale (travi, pilastri, pareti a taglio): tale procedura è sicuramente più attendibile, ma presuppone da un lato modellazioni più sofisticate e analisi numeriche più complesse, dall'altro delle regole per passare dal danno locale  $D_i$  a quello globale  $D$ , come già accennato in precedenza. Per tale ultimo problema si fa riferimento, in genere, a una media pesata dei danneggiamenti

dei singoli elementi (Park & Ang 1985, 1988; Powell & Allahabadi 1988):  $D = \sum \lambda_i D_i$  con  $\sum \lambda_i = 1$  dove il parametro di peso è l'aliquota  $E_{h,i}$  di energia plastica dissipata dall'elemento  $i$  oppure il valore del funzionale di danneggiamento

$D_i$  stesso. Si ha cioè:  $\lambda_i = \frac{E_{h,i}}{\sum E_{h,i}}$  oppure  $\lambda_i = \frac{D_i}{\sum D_i}$ .

Modelli microscopici, fra cui quelli a fibre o a piani, a livello di sezione trasversale o lungo l'asse longitudinale (modelli multi-fibre), e quelli agli elementi finiti. Si sviluppa una metodologia agli elementi finiti, che tenga conto già a livello di legame costitutivo del danneggiamento, con la quale tensioni e allungamenti, così come le curvature, possono essere monitorati e utilizzati per stimare, attraverso un processo di integrazione, il danno locale o quello dei vari elementi. La stima di quest'ultimo e soprattutto di quello di piano risulta, si solito, sconveniente dal punto di vista dell'impegno di calcolo, piuttosto pesante nell'analisi agli elementi finiti. Perciò, quest'ultimo approccio è generalmente scartato per lo studio della risposta dinamica in campo plastico di larga scala, come per un edificio multipiano, salvo utilizzarlo come mezzo per tarare le procedure semplificate sopra descritte. Attraverso questa procedura, infatti, si può modellare in modo accurato il comportamento delle sezioni critiche degli elementi strutturali, che può essere utilizzato nelle procedure intermedie. Mediante queste ultime si può ancora tarare un modello semplificato da utilizzare nelle metodologie di livello macroscopico.

Il modello analitico ideale deve mettere in relazione il grado di danno, espresso attraverso un indice adeguato, con una legge costitutiva non lineare (hysteresis law), e deve tenere in considerazione l'interrelazione tra l'evoluzione del danno e le varie grandezze di risposta in campo plastico, scelte come variabili di danneggiamento.

Come già accennato precedentemente, a livello di singolo elemento strutturale, l'instabilizzazione delle armature longitudinali sembra essere un buon criterio per la definizione del collasso, almeno per quegli elementi caratterizzati da una crisi per flessione. Tuttavia non sono ancora disponibili metodi analitici generalmente accettati, per la stima dell'inizio del fenomeno. Stabilite le condizioni ultime a livello della sezione critica, bisogna valutare la capacità rotazionale dell'elemento, introducendo il concetto della lunghezza equivalente della cerniera plastica ( $l_p$ ), che richiede la disponibilità di una serie attendibile di prove sperimentali, pertinenti al tipo di elemento studiato. In aggiunta alla duttilità flessionale e al momento ultimo, bisognerebbe considerare anche la capacità di resistenza e deformabilità a taglio, per una valutazione completa del collasso locale di un elemento in c.a.. Sfortunatamente, non sono ancora disponibili modelli debitamente calibrati con risultati sperimentali, capaci di prevedere la deformazione a taglio ultima ( $\gamma_u$ ) per travi, colonne e pareti in c.a.; finora il collasso caratterizzato da una crisi per taglio può essere previsto solo in termini di forze. Comunque un collasso locale, realisticamente previsto dall'analisi, qualora accada, molto difficilmente potrebbe portare al collasso una parte o l'intera struttura. Le previsioni di collasso basate su criteri di duttilità dei singoli elementi possono rivelarsi sia a vantaggio di sicurezza che l'opposto. Risulta essenziale, quindi, includere un criterio di collasso globale nelle procedure di analisi per la

valutazione delle capacità di risposta sismica delle strutture. Per gli edifici, ad esempio, può assumersi, come regola a vantaggio di sicurezza, che la crisi di un piano coincida con la crisi globale della struttura, anche se ispezioni su edifici danneggiati hanno mostrato che ciò non è sempre vero, soprattutto nel caso di strutture con primo piano «soffice».

Forse il parametro di risposta più importante per la caratterizzazione del comportamento sismico di un edificio è lo spostamento relativo di interpiano definito come:

$$\Delta x_i / h_i = (x_i - x_{i-1}) / h_i \quad (5.2)$$

dove  $x_i$  e  $x_{i-1}$  rappresentano gli spostamenti laterali di due impalcati adiacenti e  $h_i$  l'altezza di piano corrispondente. Questa quantità risulta di facile misurazione nelle prove sperimentali o su edifici reali colpiti da un terremoto e può essere messa in relazione con i dati di danneggiamento rilevati. Resta, comunque, difficile definire un singolo valore, o meglio un campo di variazione sufficientemente definito, dello spostamento capace di portare al collasso, valido per tutti gli edifici. Alcuni autori suggeriscono il 2% come valore di soglia, dopo il quale i  $\frac{3}{4}$  degli edifici in c.a. attingono la resistenza limite. E' importante notare come la distribuzione delle rigidezze debba essere presa in considerazione adeguatamente nella modellazione, al fine di evitare un uso a svantaggio di sicurezza di tale criterio. Lo spostamento relativo di interpiano può essere usato anche come misura degli effetti del secondo ordine, che spesso non sono considerati in maniera esplicita da molti codici di calcolo nelle analisi dinamiche al passo. Per il valore suggerito l'effetto P- $\delta$  diventa significativa, riducendo in maniera considerevole la resistenza alle forze orizzontali e la rigidezza degli elementi verticali, facendo precipitare il fenomeno di collasso.

Un altro criterio per il collasso di piano è quello della formazione di meccanismi dovuti alla creazione di cerniere plastiche alle estremità dei ritti e sono stati proposti anche dei criteri combinati. Comunque, anche qualora non si realizzi il meccanismo di collasso, bisogna ritenere che un edificio abbia raggiunto il suo stato limite ultimo ogni qualvolta il massimo spostamento relativo di interpiano raggiunga il valore del 3%, condizione in cui tutti gli elementi non strutturali risultano severamente danneggiati.

#### **5.4 Il funzionale della duttilità e dell'energia**

I parametri maggiormente utilizzati per valutare il danneggiamento strutturale sono sicuramente la duttilità richiesta e l'energia dissipata plasticamente. Nel primo caso si suppone che la struttura collassi al raggiungimento di un prefissato valore dello spostamento, che può determinarsi in base ad una prova monotona. Nel secondo caso si postula (Darwin e Nmai, 1986; Uang e Bertero, 1990) che la struttura possieda una prefissata quantità di energia da poter dissipare plasticamente e che di conseguenza il collasso avvenga quando, sotto carichi ciclici, si raggiunga

tale ammontare di energia dissipata.

Per definire i relativi funzionali di danneggiamento si introduce, come noto, la cosiddetta duttilità cinematica:

$$\mu_s = \frac{x_{max}}{x_y} \quad (5.3)$$

in cui  $x_{max}$  rappresenta la massima escursione plastica della struttura in valore assoluto e  $x_y$  lo spostamento al limite elastico. In alternativa può essere conveniente definire un fattore di «duttività ciclica» (Mahin e Bertero, 1981), considerando il parametro cinematico  $x_{max,c}$  che rappresenta la massima escursione subita sul ramo plastico, ossia la massima deformazione inelastica tra la fase di carico e quella di scarico, indipendentemente dal segno.

Assumendo, dunque, come criterio di collasso sismico il raggiungimento dello spostamento limite, deducibile da una prova monotona,  $x_{u,mon}$ , la verifica sismica si riconduce a constatare che, indipendentemente dall'effetto dei cicli plastici, si abbia:

$$x_{max} < x_{u,mon} \quad (5.4)$$

Operando in termini di funzionali di danneggiamento, alla definizione di duttilità, cinematica o ciclica, è immediato associare l'equivalente funzionale normalizzato  $D_m$ ; definendo, infatti, attraverso una prova monotona, il massimo valore ammissibile  $\mu_{u,mon} = x_{u,mon} / x_y$  della duttilità, può porsi:

$$D_\mu = \frac{\mu - 1}{\mu_{u,mon} - 1} \quad (5.5)$$

ottenendo un funzionale che assume i valori limite 0 nel caso di assenza di danno plastico ed 1 nel caso di collasso. La verifica sismica si riconduce, dunque, a constatare che  $D_m < 1$ .

La scelta della duttilità cinematica o ciclica come parametro di danneggiamento equivale ad assumere che la rottura della sezione avvenga per effetto della massima escursione inelastica, indipendentemente dal numero di cicli e dalla quantità di energia dissipata; come pienamente confermato da numerose prove sperimentali, essa rappresenta, quindi, una buona misura del danneggiamento strutturale nel caso in cui l'andamento dei cicli plastici sia caratterizzato da un unico ciclo con grande escursione plastica e da molti cicli con ridotta richiesta di duttilità. Naturalmente ha una grande importanza anche il meccanismo strutturale secondo cui avviene il collasso, che in questo caso non deve essere progressivo, ma legato ad uno specifico fenomeno che si manifesta solo per determinati livelli deformativi.

Nel caso, invece, di strutture che presentano meccanismi di degrado progressivi

e di storie di carico caratterizzate da vari cicli ad elevata deformazione, la rottura è sicuramente condizionata dall'ammontare dell'energia plastica dissipata  $E_H$ . Si può, quindi, definire un altro funzionale di danneggiamento in un certo senso duale a quello della duttilità che presuppone il collasso strutturale qualora si raggiunga un determinato valore dell'energia dissipata plasticamente. Anche in tal caso l'energia dissipabile plasticamente può ricavarsi da un'analisi, teorica o sperimentale, di tipo monotona (Powell e Allahabadi, 1988); uno studio statistico sulle quantità di energia dissipabili plasticamente da elementi in cemento armato sperimentati da diversi autori per carichi cicli è riportato da Darwin e Nmai (1986).

Indicando, dunque, con  $E_H^{u,mon}$  l'energia dissipabile in fase plastica dalla struttura in esame, la verifica sismica consiste nel costatare che si abbia:

$$E_H < E_H^{u,mon} \quad (5.6)$$

Per procedere in modo duale a quanto fatto nel caso della duttilità conviene adimensionalizzare tale energia dissipata; per renderla comparabile con la duttilità già introdotta, si definisce la «duttività isteretica» (Mahin e Bertero, 1981):

$$\mu_e = \frac{E_H}{F_y x_y} + 1 \quad (5.7)$$

in cui  $E_H$  è l'energia totale dissipata plasticamente e  $F_y$  la massima forza cui può essere soggetta la struttura.

La relazione fra energia di ingresso per unità di massa e duttilità isteretica è la seguente:

$$\frac{E_H}{m} = (\mu_e - 1)\omega^2 x_y^2 \quad (5.8)$$

Il valore del corrispondente funzionale normalizzato di danneggiamento  $D_E$  può definirsi, in modo del tutto analogo a quanto fatto per la duttilità ciclica o cinematica, valutando sperimentalmente la duttilità isteretica disponibile  $\mu_{e,u,mon}$  in una prova monotona, che nel modello elasto-plastico coincide con  $\mu_{u,mon}$ , e ponendo:

$$D_E = \frac{\mu_e - 1}{\mu_{e,u,mon} - 1} \quad (5.9)$$

La verifica sismica per assegnati accelerogrammi consiste dunque nel costatare che  $D_E < 1$ .

Come può rilevarsi dalla figura 1, il campo di risultati che si ottiene



considerando le due ipotesi limite di collasso sismico dovuto al massimo spostamento plastico oppure all'ammontare complessivo dell'energia dissipata plasticamente risulta molto ampio.

Nel modello elastico-perfettamente plastico il rapporto fra  $D_E$  e  $D_\mu$  è pari al ben noto numero di cicli equivalente (Cosenza et al., 1989; McCabe e Hall, 1989):

$$\frac{D_E}{D_\mu} = \frac{\mu_e - 1}{\mu - 1} = n_{eq} \quad (5.10)$$

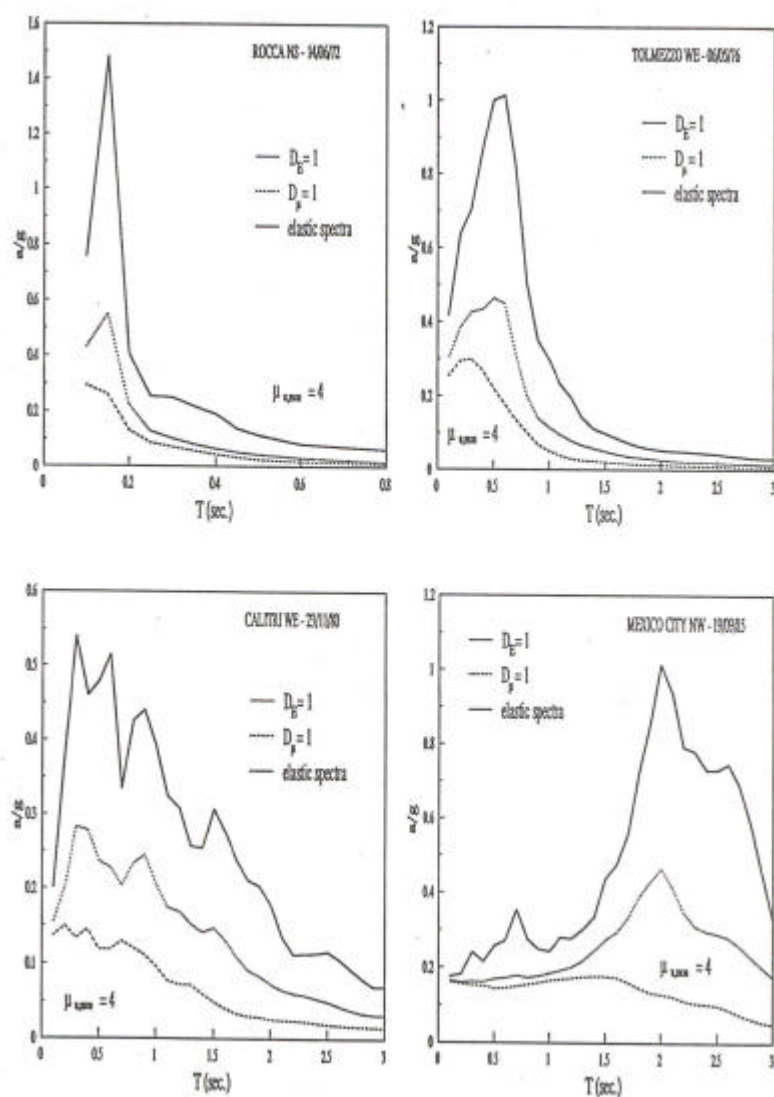


Fig. 5.1 - Spettri di collasso considerando i criteri della duttilità e dell'energia.

Nella figura 5.1 sono riportati, per le quattro registrazioni di Rocca (Ancona 1972), Tolmezzo (Friuli 1976), Calitri (Irpinia 1980) e Mexico City (Messico 1985), gli spettri di accelerazione utilizzando i due criteri di danneggiamento connessi alla duttilità ed all'energia, supponendo che la struttura possenga una duttilità monotona ultima pari a 4. In pratica tale figura fornisce l'accelerazione con cui andrebbe progettato un oscillatore elasto-plastico dotato di duttilità monotona pari a 4 seguendo i due criteri innanzi definiti in modo che per l'assegnato accelerogramma si raggiunga la condizione limite di  $D = 1$ .

La grande differenza dei risultati è dovuta al fatto che nel primo caso, in svantaggio di sicurezza, si considera il solo ciclo con massimo spostamento, trascurando completamente tutti gli altri; nel caso dell'energia, invece, in eccesso di sicurezza, tutti i cicli, anche quelli caratterizzati da piccole escursioni plastiche, vengono equiparati fornendo una misura complessiva. Ciò è meglio evidenziato nella figura 2, dove è rappresentato il rapporto fra le accelerazioni spettrali ottenute dai due diversi criteri per le quattro registrazioni, sempre supponendo  $m_{u,mon} = 4$ .

Si rileva da tale figura che l'accelerazione di progetto relativa al criterio dell'energia dissipata è spesso più che doppia di quella che si ottiene dal criterio del massimo spostamento plastico. In altre parole, le due differenti ipotesi introducono un'incertezza spesso superiore al 100%, che non è certamente accettabile. Risulta, quindi, di fondamentale importanza introdurre funzionali di danneggiamento più realistici, in grado di ridurre in modo sostanziale la fascia di incertezza in termini di spettro di progetto.

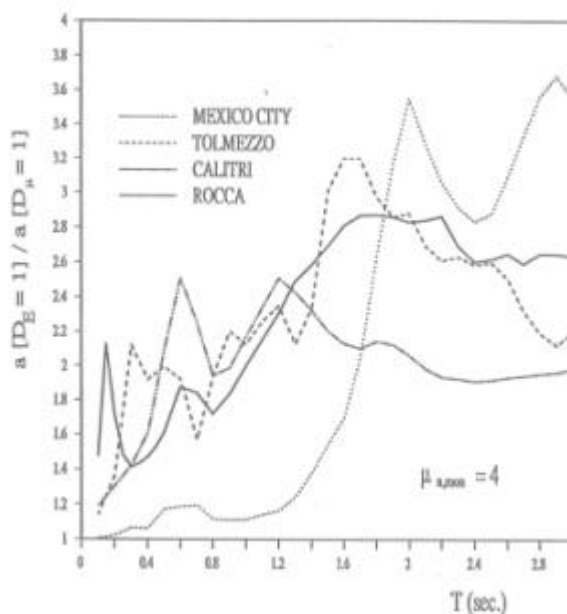


Fig. 5.2 - Rapporto fra le ordinate spettrali al collasso utilizzando i criteri dell'energia e della duttilità.

## 5.5 Definizioni alternative del funzionale dell'energia

L'energia dissipata plasticamente  $E_h$  è stata utilizzata per la prima volta come misura del grado di danneggiamento, considerando l'energia totale assorbita, da Akiyama (1985). Vari ricercatori hanno proposto delle variazioni dell'indice, includendo dei fattori di modificazione per tenere in conto le caratteristiche geometriche e le condizioni di carico di elementi in c.a. o acciaio.

Gosain et al. (1977) propongono un indice che tenga conto del lavoro svolto dall'elemento, con il fine di rendere confrontabili le diverse storie di carico. Tale indice è una misura dell'energia assorbita, nella regione plasticizzata presa in considerazione, durante la storia di carico. Viene inoltre proposta una correzione di tale indice per considerare l'influenza degli effetti del taglio e della compressione assiale. L'indice proposto è, come già detto, una misura del lavoro svolto della sezione dell'elemento, calcolata come l'area delimitata dalla curva carico-spostamento, cioè, in sostanza, l'energia assorbita. L'indice del lavoro svolto ad ogni ciclo, in cui si raggiunge uno spostamento superiore o al limite uguale al 75% di quello al limite elastico, risulta definito come:

$$I_w = \frac{P}{P_y} \cdot \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (5.11)$$

Il limite  $P/P_y \geq 0.75$  è arbitrariamente fissato dagli autori.

Per l'intera storia di carico tale indice diventa:

$$I_w = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{P_y} \cdot \frac{\Delta_i}{\Delta_y} \quad (5.12)$$

in cui  $n$  è il numero di cicli in cui  $P/P_y \geq 0.75$ .

La correzione proposta per tenere in considerazione l'effetto del taglio deriva dal fatto che il valore del taglio ultimo sostenibile per la sezione sottoposta a cicli di carico risulta sensibilmente inferiore a quello consentito dalle attuali raccomandazioni normative.

Darwin e Nmai (1986) propongono un indice di danno che tenga conto dell'energia totale dissipata. L'ammontare dell'energia dissipata elasticamente può essere approssimato dalla relazione:

$$E_e = 0.5P_y\Delta_y \left[ 1 + \left( \frac{A'_s}{A_s} \right)^2 \right] \quad (5.13)$$

in cui  $A_s$  ed  $A'_s$  rappresentano le armature tesa e compressa, rispettivamente.

L'energia dissipata durante una serie di cicli di carico,  $E$ , può essere normalizzata rispetto alla (5.13) per dare una misura relativa alle capacità di risposta di un elemento strutturale sottoposto a carichi ciclici, definendo in tal modo un Indice di Energia Dissipata:

$$D_i = \frac{E}{0.5P_y \Delta_y \left[ 1 + \left( \frac{A'_s}{A_s} \right)^2 \right]} \quad (5.14)$$

Anche in questo caso gli autori avvertono la necessità di non fare riferimento a tutti i cicli di carico nel calcolo dell'energia, bensì solo a quelli caratterizzati da un valore del carico superiore al 75% di quello corrispondente al limite elastico. Ciò al fine di considerare i cicli che effettivamente sono responsabili del degrado delle caratteristiche meccaniche dell'elemento, cioè del danneggiamento.

Da tale studio emerge che  $D_i$  è controllato principalmente dal valore della sollecitazione tagliante, dalla classe del calcestruzzo e dall'armatura trasversale a taglio. Una minore sensibilità viene, invece, dimostrata nei riguardi delle caratteristiche geometriche dell'elemento e delle lunghezze di ancoraggio. Il comportamento dell'elemento in c.a. soggetto a carichi ciclici migliora al diminuire del valore del taglio ed al crescere delle proprie capacità trasversali. Al fine di migliorare la risposta, quindi, risulta molto più efficace ridurre lo stato interno dovuto alla sollecitazione tagliante aumentando la larghezza dell'elemento, senza incrementare l'armatura longitudinale, ma aumentando quella trasversale.

Suzuki et al. (1995) hanno presentato una formulazione per valutare la capacità di un elemento di assorbire energia di deformazione. Gli autori propongono l'indice di danno  $D$ , che rappresenta il grado di danneggiamento per una struttura in c.a., definito come:

$$D = \frac{W_{acc}}{W_{max}} \quad (5.15)$$

in cui  $W_{acc}$  è l'ammontare dell'energia assorbita dalla struttura e  $W_{max}$  è il valore massimo di energia che la struttura può sopportare. Tale indice rappresenta il grado di danno accumulato nella struttura per effetto del terremoto a partire dal momento della costruzione. Il collasso avviene quando tale indice raggiunge il valore unitario.

Prima di stimare il valore di  $W_{max}$ , che rappresenta le risorse del sistema in termini di dissipazione di energia, gli autori valutano la massima energia assorbita dalla sezione critica dell'elemento. Riprendendo delle precedenti ricerche in merito (Koyanagi et al., 1984) si assume con buona approssimazione che, nelle strutture in c.a. soggette a carichi ciclici, la totalità dell'energia assorbita dalla sezione sia coincidente con quella relativa alla deformazione delle armature longitudinali. Il

massimo valore, quindi, dell'energia assorbito dalla sezione  $W_{c,max}$  (in cui il pedice c indica che ci si riferisce alla sezione trasversale e non all'elemento intero) ha l'espressione:

$$W_{c,max} = S_s(\epsilon_{su}) \cdot (A_s + A'_s) \quad (5.16)$$

dove  $\epsilon_{su}$  è la deformazione ultima delle armature,  $A_s$  ed  $A'_s$  le aree delle armature longitudinali in trazione e compressione ed  $S_s(\epsilon_{su})$  rappresenta l'area sottesa dalla curva  $\sigma - \epsilon$  dell'armatura nello stato ultimo.

Calcolata la massima energia assorbita dalla sezione critica dell'elemento,  $W_{c,max}$ , gli autori suggeriscono una formula semplificata per l'energia massima assorbita dall'elemento:

$$W_{max} \approx l_p \cdot W_{c,max} \quad (5.17)$$

dove  $l_p$  rappresenta la lunghezza della regione plasticizzata. In tal modo si tiene conto della geometria della cerniera plastica non più schematizzata come puntiforme, anche non è ancora disponibile un metodo analitico per trovare la lunghezza della zona plasticizzata con una buona precisione.

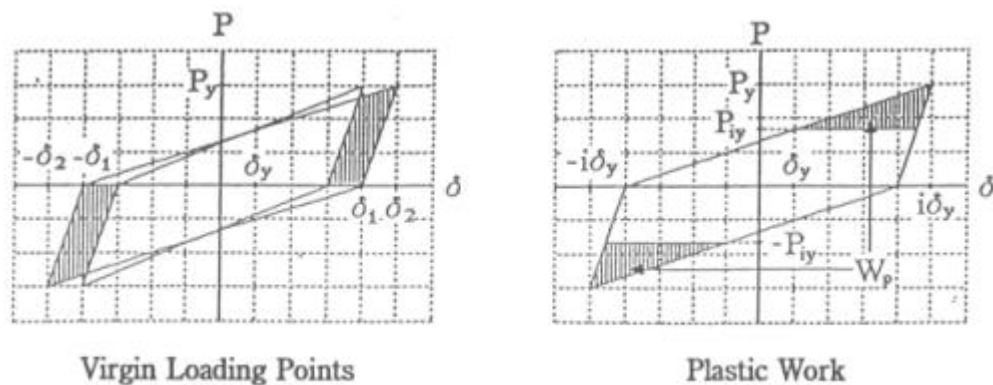


Fig. 5.3 - Aliquote di energia di deformazione (Suzuki et al. 1995).

Per quanto riguarda il calcolo l'ammontare dell'energia  $W_{acc}$  assorbita da un sistema sottoposto ad una storia di carico ciclico, gli autori suggeriscono di calcolarlo come somma di due aliquote, una che considera il lavoro plastico ad ampiezza di cicli costante e l'altra che considera l'incremento di energia di deformazione per

effetto dell'aumento in ampiezza dei cicli:

$$W_{acc} = W_u + W_l \quad (5.18)$$

in cui  $W_u$  è l'incremento di energia di deformazione che si accumula nella parte vergine di un ciclo. Questa viene definita come l'incremento di area di isteresi nel diagramma forza spostamento che si ha per effetto del superamento dello spostamento di maggiore entità.  $W_l$ , invece, rappresenta l'aliquota di energia che si accumula per effetto del generico ciclo ad ampiezza costante.

### 5.6 Funzionale di Banon e Veneziano

Al di là degli indici basati sui semplici criteri della duttilità e dell'energia dissipata, funzionali di danneggiamento più realistici, che incorporino cioè nel danno tanto l'effetto della massima escursione plastica quanto quello dell'energia plastica cumulata per effetto ciclico, sono quelli definiti per le strutture in cemento armato da Banon e Veneziano e da Park ed Ang. Questi funzionali hanno, tra l'altro, il grande pregio di essere calibrati su dati sperimentali.

L'analisi di Banon e Veneziano è inquadrata in un contesto probabilistico ed il modello è stato tarato su 29 diverse sperimentazioni riferite ad elementi e sottostrutture in cemento armato selezionate come le più rappresentative della letteratura tecnica sulle azioni cicliche. In particolare si definiscono come variabili di danneggiamento  $D_1$  e  $D_2$ , rispettivamente, il rapporto tra la rigidezza al limite elastico e la rigidezza in condizioni ultime, e l'energia dissipata plasticamente adimensionalizzata rispetto a quella dissipata elasticamente.

Nel modello elasto-plastico il valore  $D_1$  coincide evidentemente con il rapporto tra lo spostamento massimo e quello al limite elastico; d'altra parte l'analisi teorico-sperimentale (Banon et al., 1981; Banon e Veneziano, 1982) ha mostrato che il coefficiente di correlazione di tali due parametri è molto alto (circa 0.95). Le due variabili sono definite come:

$$D_1 = \frac{x_{max}}{x_y} = \mu_s \quad (5.19)$$

$$D_2 = \frac{E_h}{1/2 F_y x_y} \quad (5.20)$$

Si definiscono le variabili di danneggiamento modificate  $D_1^*$  e  $D_2^*$ , rispettivamente date da:

$$D_1^* = D_1 - 1 \quad (5.21)$$

$$D_2^* = a \cdot D_2^b \quad (5.22)$$

essendo  $a$  e  $b$  due parametri, caratterizzanti il problema strutturale, da definirsi su base sperimentale; nel piano  $D_1^*$ ,  $D_2^*$  le circonferenze con centro nell'origine definiscono le linee con stessa probabilità di collasso. Si può quindi introdurre il seguente funzionale di danneggiamento  $D_B$ :

$$D_B = \sqrt{(D_1^*)^2 + (D_2^*)^2} \quad (5.23)$$

con:

$$D_1^* = (\mu_s - 1) \quad (5.24)$$

$$D_2^* = a[2(\mu_e - 1)]^b \quad (5.25)$$

Il relativo valore normalizzato si ottiene dividendo l'espressione data per il valore che essa assume a rottura nel caso monotono.

In relazione alle strutture in cemento armato definite da Banon e Veneziano, una scelta ottimale dei parametri del modello è costituita da  $a=1.1$  e  $b=0.38$ . In pratica, la scelta di  $b$  è dettata da esigenze di semplicità del modello; infatti il valore 0.38 fornisce un andamento dei fenomeni ciclici sperimentali, analizzati nel piano delle variabili di danneggiamento modificate  $D_1^*$  e  $D_2^*$ , pressoché lineare dall'origine fino al collasso. La scelta di  $a$  è invece stata effettuata analizzando statisticamente, con il metodo della massima verosimiglianza, i dati sperimentali.

Il vantaggio del funzionale è di tenere in conto tanto il massimo spostamento plastico quanto l'energia dissipata plasticamente e di essere inquadrato in un contesto probabilistico. D'altra parte la calibrazione del modello è però limitata alle strutture in cemento armato inflesse e presso-inflesse analizzate e l'estensione a tipologie diverse richiede la rivalutazione del parametro  $a$ . A tal proposito nella figura 4 sono riportati gli spettri di accelerazione, assumendo che il collasso dell'oscillatore avvenga per il raggiungimento del valore unitario del funzionale di Banon e Veneziano, con un valore di  $a$  pari a 2. Per tale valore, individuato per tentativi, si ha la pratica coincidenza del funzionale con quello dell'energia. Il risultato riportato in figura è relativo al caso di duttilità ultima monotona pari a 4, ma da analisi numeriche è risultato praticamente vero per  $m_{u,mon} = 3 \div 5$ .

Il funzionale di Banon e Veneziano, che ha tra l'altro il grande pregio di essere stato il primo a tener conto dell'energia dissipata plasticamente, è stato poco utilizzato in ingegneria sismica; alcune interessanti applicazioni strutturali ad elementi in cemento armato sono ad esempio riportate in (Capecchi e Vestroni, 1986).

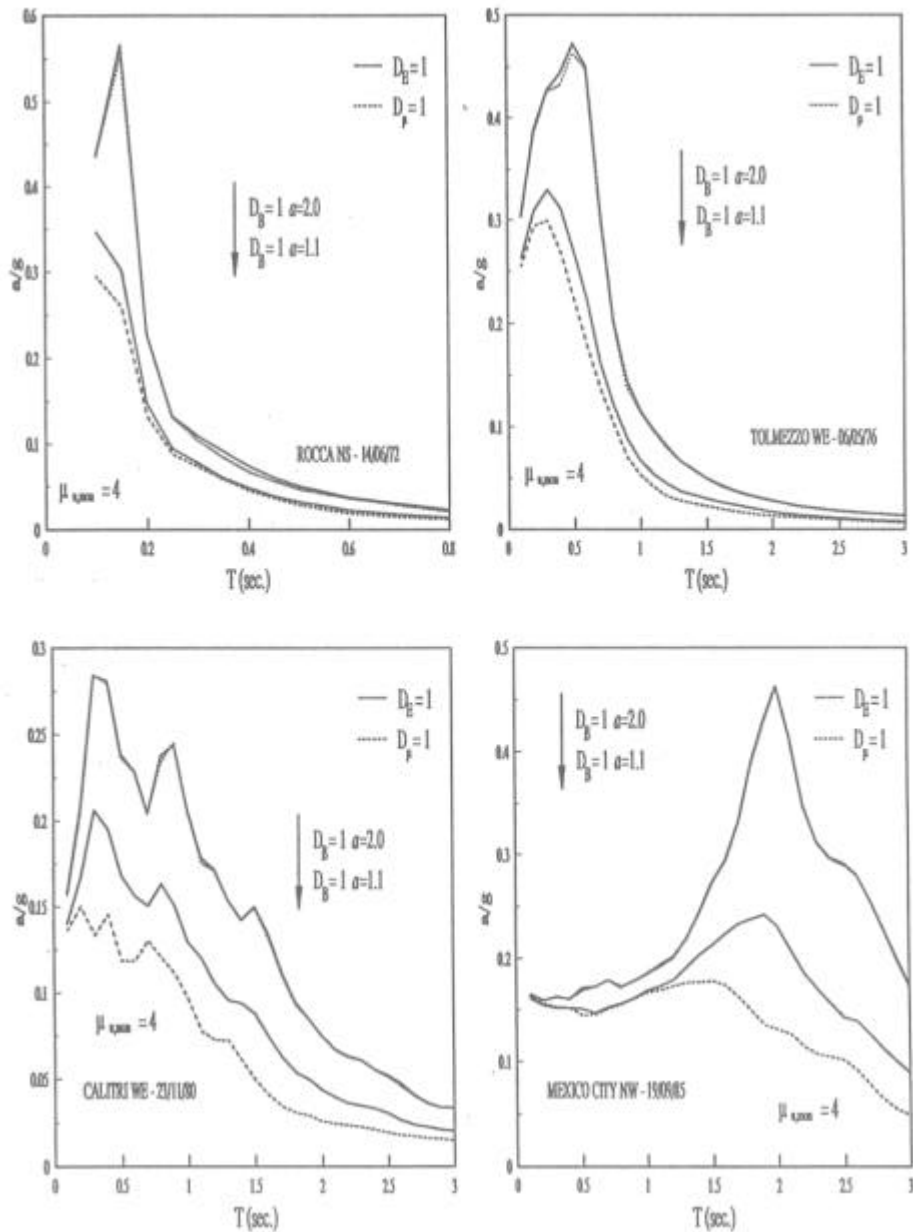


Fig. 5.4 - Spettri di collasso utilizzando il criterio di Banon e Veneziano.



## 5.7 Funzionale di Park e Ang

Il funzionale di danneggiamento di Park ed Ang (Park, 1985; Park, Ang e Wen, 1987), che è sicuramente il più utilizzato nella letteratura tecnica (Ciampoli et al., 1990; Fajfar e Fischinger, 1990; Park et al., 1988; Seidel et al., 1989), tiene in conto sia il criterio della duttilità che quello dell'energia e si presenta come una combinazione lineare di spostamento massimo ed energia dissipata plasticamente. La sua espressione è la seguente:

$$D_{P.A.} = \frac{x_{max}}{x_{u,mon}} + \beta \frac{E_h}{F_y x_{u,mon}} = \frac{\mu_s + \beta(\mu_e - 1)}{\mu_{u,mon}} \quad (5.26)$$

Si osservi che la struttura della (5.26) è impostata sul concetto che in presenza di energia dissipata plasticamente il collasso non si ottiene facendo raggiungere a  $\mu_s$  il valore limite della prova monotona  $\mu_{u,mon}$ , ma alla duttilità cinematica va sommata l'aliquota  $\beta$  della duttilità isteretica  $\mu_e$ . Il coefficiente  $\beta$  può dunque interpretarsi come un parametro di degrado del modello collegato all'energia plastica dissipata (Kunnath et al., 1990).

Il parametro  $\beta$  viene fatto dipendere, attraverso una curva di regressione ottenuta utilizzando circa 260 risultati sperimentali, dal valore del taglio e dello sforzo normale presenti nella sezione e dai quantitativi di armatura longitudinale e trasversale, secondo la seguente formula (Park, 1984):

$$\beta = \left( -0.447 + 0.73 \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho \right) \cdot 0.7^{P_{st}} \quad (5.27)$$

essendo:

$l/d$  il rapporto fra la luce e la distanza del punto di momento nullo dalla sezione più sollecitata ( $\geq 1.7$ );

$n_0$  lo sforzo assiale adimensionalizzato ( $\geq 0.2$ );

$\rho$  la percentuale geometrica di armatura tesa ( $\geq 0.75\%$ );

$\rho_{st}$  la percentuale geometrica di armatura di confinamento.

Un'espressione di  $\beta$  leggermente diversa è invece riportata da Park ed Ang (1985) e sempre i due autori (1987) consigliano, invece, di assumere il valore 0.025 nel caso di telai in acciaio e di 0.05 per i telai in cemento armato. I valori sperimentali di  $\beta$  riportati in letteratura variano da circa  $-0.3$  a  $+1.2$  (Park, 1984), con un valore medio di circa 0.15 (Cosenza et al., 1993).

Osservazioni sul metodo sono riportate da Chung et al. (1987), che tra l'altro fa rilevare come sia criticabile il contributo negativo dato dall'energia dissipata plasticamente che si riscontra per valori di  $\beta < 0$ , che non è fisicamente comprensibile e pertanto dovuto, probabilmente, ad una non corretta scelta dei dati sperimentali. Si osservi, comunque, che la forma del funzionale non è normalizzata,

ovvero l'espressione data non assume il valore nullo per  $x_{\max} = x_y$ , e non fornisce il valore unitario nel caso di collasso con carichi monotoni.

Il valore del funzionale  $D_{P.A.}$  è maggiore di  $D_m$  e, generalmente, minore di  $D_E$ . In pratica si ricade nel caso del collasso per eccesso di spostamento se  $b=0$ , mentre si ricade nel caso dell'energia per valori di  $b$  variabili fra 0.6 e 0.8. Tale affermazione è ben evidenziata dalla figura 5, in cui sono indicati gli spettri di accelerazione ottenuti per una struttura caratterizzata da  $\mu_{u,mon} = 4$ , utilizzando i criteri limite della duttilità e dell'energia ed il criterio di Park ed Ang con  $\beta = 0.6$  e  $\beta = 0.8$ , oltre ai valori 0.05 e 0.15 che rappresentano comportamenti medi. Anche tale risultato limite, come quello analogo descritto nel paragrafo precedente, è praticamente vero nell'intervallo di duttilità monotone ultime 3÷5.

A tale riguardo è anche interessante osservare che, dalla (5.27), i valori di  $\beta$  più piccoli competono ai casi caratterizzati da modesti valori di taglio e sforza assiale, con piccole percentuali di armatura in trazione e notevoli percentuali di staffe; in tal caso si ha evidentemente una situazione particolarmente duttile, con fenomeni degradanti connessi con le rotture da taglio, crisi del calcestruzzo compresso o instabilità dell'acciaio compresso praticamente eliminati. Si ha, dunque, che l'elemento strutturale non ha alcun problema nel dissipare energia in campo plastico e vi è solo da limitare il valore assoluto dell'escursione plastica: è quindi chiaro che il funzionale della duttilità si presta a descrivere il fenomeno.

Nei casi in cui i fenomeni fragili sono invece più rilevanti, il degrado ciclico ad essi legato diviene sostanziale e, quindi, l'importanza relativa dell'energia dissipata plasticamente aumenta e con essa il valore del parametro  $\beta$ .

E' però interessante notare che tale parametro risulta totalmente indipendente dalla storia di carico, mentre sembra evidente che l'importanza mutua di duttilità ed energia dissipata plasticamente dipende anche dalla qualità dei cicli; tale semplificazione, che in realtà caratterizza anche il funzionale di Banon e Veneziano, è peraltro tollerabile se si ammette che le distribuzioni statistiche dei cicli plastici dovute a terremoti reali sono abbastanza simili tra loro. In ogni caso nel seguito si discuterà del funzionale di danneggiamento della fatica plastica, che tiene conto, seppure in maniera semplificata, della distribuzione dei cicli plastici.

Prima di analizzare in dettaglio tale funzionale si vuole però rimarcare che, come già detto, il funzionale di Park ed Ang è il più utilizzato in letteratura ed esistono interessanti applicazioni a strutture reali. Ad esempio di grande interesse applicativo è l'analisi di edifici reali, giapponesi e statunitensi, danneggiati da recenti terremoti (Ang, 1990; Park ed Ang, 1985).

L'analisi dei risultati ha tra l'altro consentito di ottenere i risultati riportati in tabella 1, in cui è evidenziato che nei casi in cui l'analisi numerica ha mostrato che  $D > 1$  si è effettivamente ottenuto il collasso della struttura, mentre i casi in cui il danno strutturale non è stato irreparabile sono contrassegnati da valori del funzionale inferiori a 0.5. Nel caso in cui  $0.5 < D < 1.0$  non è avvenuto il collasso ma non è pensabile di recuperare l'edificio, mentre, al contrario, i casi in cui il danno è

trascurabile sono definiti da valori inferiori a 0.2.

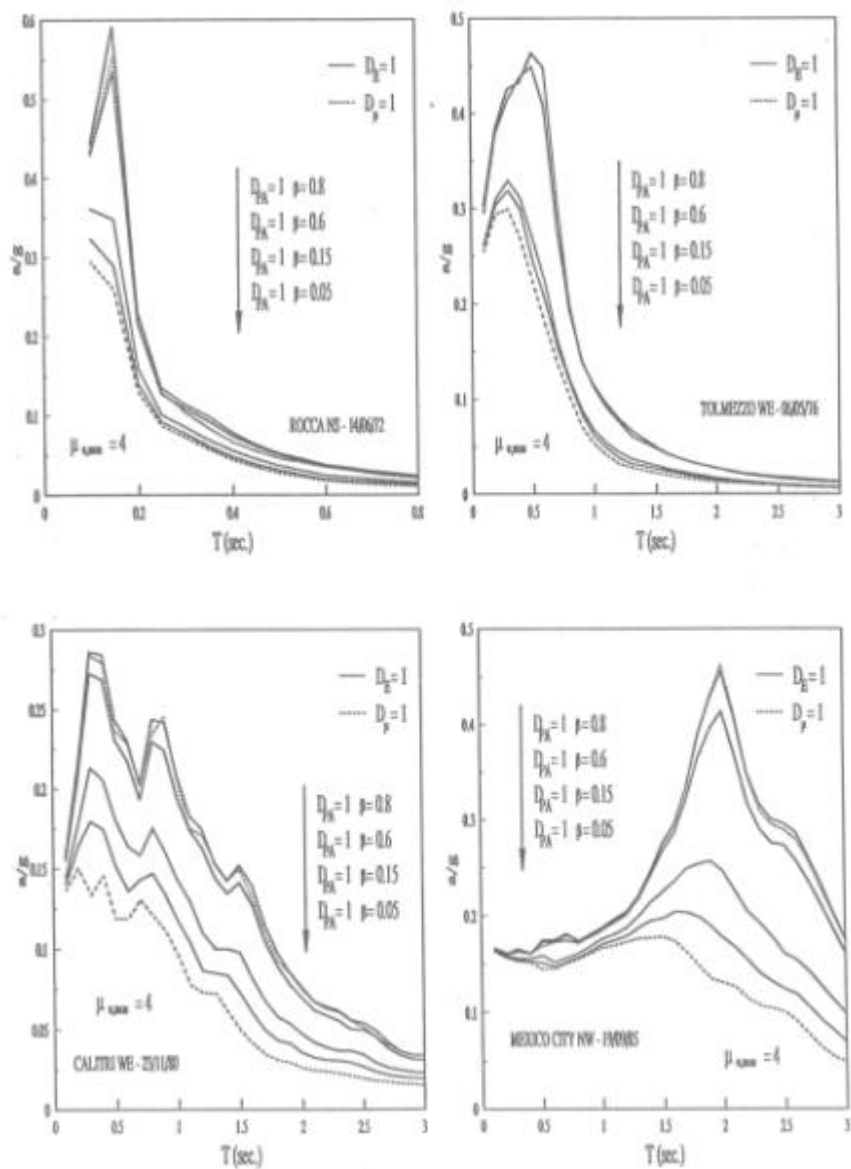


Fig. 5.5 - Spettri di collasso utilizzando il criterio di Park ed Ang.

Tab. 5.1: Danno osservato in edifici reali e correlazione con il funzionale di Park ed Ang.

GRADO DI DANNO	DANNO VISIBILE	D <sub>P.A.</sub>	SITUAZIONE STATICA
COLLASSO	Collasso totale o parziale dell'edificio	>1.0	Perdita dell'edificio
SEVERO	Esteso schiacciamento del copriferro	0.5÷1.0	Irrecuperabile
MODERATO	Espulsione del copriferro; instabilità dell'armatura	0.2÷0.5	Riparabile
RIDOTTO	Estesa fessurazione	0.0÷0.2	Edificio utilizzabile

Il funzionale tiene in considerazione sia il massimo spostamento plastico che l'energia dissipata ed è supportato da un'ampia correlazione con il grado di danneggiamento osservato. Comunque, la determinazione sperimentale del parametro  $b$  rimane difficile e la metodologia non è ben precisata. Un'altra limitazione è data dalla combinazione lineare di duttilità ed energia in un problema altamente non lineare. Come già detto, l'indice non tiene in conto la distribuzione dei cicli plastici, ma considera solamente l'ammontare dell'energia dissipata.

### 5.8 Funzionale della fatica plastica

Un funzionale di danneggiamento  $D_F$  che tenga conto della diversa entità delle escursioni plastiche può definirsi ipotizzando la seguente legge di accumulo del danno, che generalizza le ben note leggi di Coffin (1954) e Mason (1954) e di Miner (1945):

$$D_F = A \cdot \sum_{i=1}^n (\mu_i - 1)^b \quad (5.28)$$

dove  $A$  e  $b$  sono delle costanti, da determinare su base sperimentale,  $n$  è il numero complessivo di escursioni plastiche e  $\mu_i$  è la duttilità (cinematica o ciclica) associata alla generica escursione plastica. In particolare il parametro  $A$  può determinarsi da una prova monotona condotta fino a rottura; in tal caso dalla(5.28) si ha:

$$1 = A \cdot (\mu_{u,mon} - 1)^b \quad (5.29)$$

da cui si ottiene:

$$A = \frac{1}{(\mu_{u,mon} - 1)^b} \quad (5.30)$$

Si ottiene, quindi, immediatamente:

$$D_F = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\mu_i - 1}{\mu_{u,mon}} \right)^b \quad (5.31)$$

Il funzionale di danneggiamento definito attraverso la (5.31) può anche porsi in un'altra forma; infatti, indicando con  $N_j$  il numero di cicli che conduce alla rottura la struttura soggetta ad escursioni plastiche caratterizzate da duttilità  $\mathbf{m}$ , si ottiene immediatamente:

$$1 = N_j \cdot \left( \frac{\mu_j - 1}{\mu_{u,mon} - 1} \right)^b \Rightarrow \frac{1}{N_j} = \left( \frac{\mu_j - 1}{\mu_{u,mon} - 1} \right)^b \quad (5.32)$$

e quindi se i cicli plastici si dividono in  $k$  gruppi, ciascuno caratterizzato da  $n_j$  escursioni a duttilità  $\mathbf{m}$ , si ottiene, combinando la (5.31) con la (5.32), che la crisi strutturale è retta dalla seguente legge:

$$1 = \sum_{j=1}^k \frac{n_j}{N_j} \quad (5.33)$$

ovvero la cosiddetta legge di accumulo lineare del danno.

Passando, nella (5.32), ai logaritmi, si ottiene:

$$\log(N_j) + b \cdot \log\left(\frac{\mu_j - 1}{\mu_{u,mon} - 1}\right) = 0 \quad (5.34)$$

e si perviene pertanto alla valutazione del parametro  $b$  come coefficiente angolare della retta descritta da tale equazione.

Si osservi che ponendo nella (5.31)  $b=1$  si dà lo stesso peso a ciascuna escursione plastica, indipendentemente dalla sua entità, e quindi il funzionale  $D_F$  raggiunge il valore unitario contemporaneamente a quello dell'energia  $D_E$ . Si ha, quindi, la coincidenza fra i due funzionali di danneggiamento per il modello elastico-perfettamente plastico.

Se invece  $b$  assume valori molto alti, sempre dalla (5.31) si ottiene che le

escursioni di entità più piccola assumono un'importanza sempre minore ed il funzionale  $D_F$  tende asintoticamente ad assumere il valore unitario contemporaneamente a quello della duttilità  $D_m$ .

In generale può, quindi, affermarsi che  $D_F$  assume valori sempre compresi tra quelli dei funzionali dell'energia e della duttilità. In pratica dagli spettri riportati nella figura 6, per le quattro registrazioni già analizzate in precedenza, si evidenzia come per  $b=5$  praticamente si raggiunga lo stesso risultato del criterio della duttilità; di conseguenza materiali o strutture contraddistinti da valori di  $b \geq 5$  praticamente collasano per eccesso di spostamento plastico, non avendo alcun problema relativo all'energia plastica dissipata.

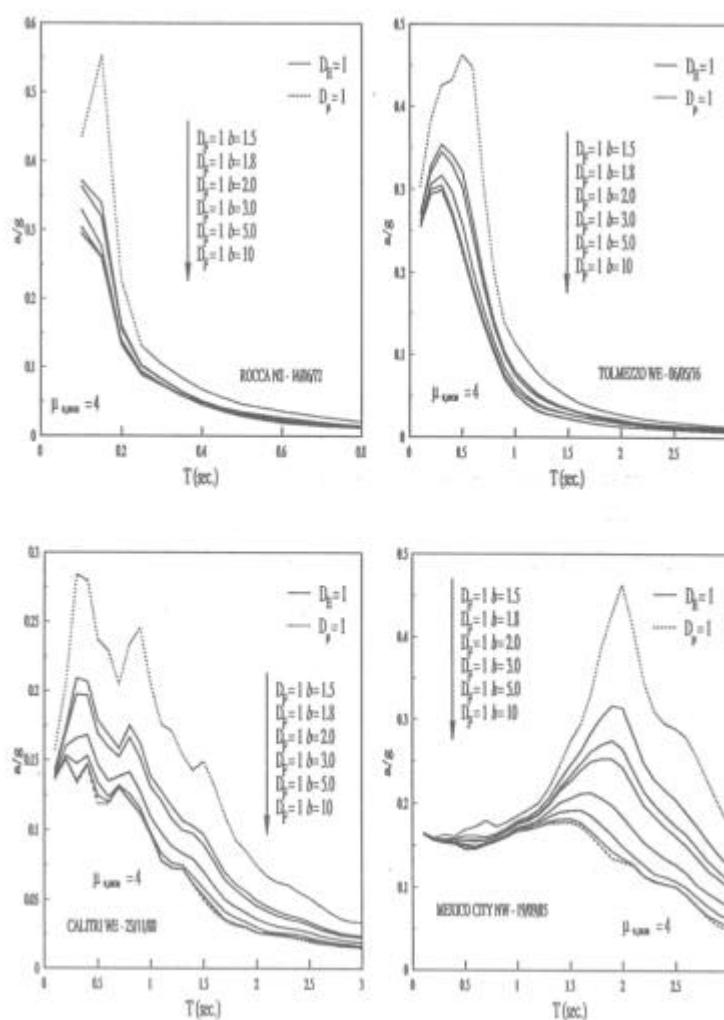


Fig. 5.6 - Spettri di collasso utilizzando il criterio della fatica plastica.

Valori di  $b$  riscontrati sperimentalmente oscillano tra 1.6 e 1.8 (Powell ed Allahabadi, 1987); in particolare, per strutture in acciaio (Krawinkler e Zohrei, 1983; Krawinkler, 1987) può assumersi 1.6, mentre per quelle in cemento armato (Stephens, 1984; Stephens e Yao, 1987) risulta più adeguato 1.8. Cautelativamente, nelle analisi di danneggiamento è talvolta utilizzato il valore di 1.5 (Park et al., 1988). È interessante osservare, dalla figura 6, come la fascia dei risultati ottenuti facendo variare  $b$  nell'intervallo  $1.5 \div 2$ , suggerita da Krawinkler (1987), sia estremamente ristretta rispetto alla fascia legata ai metodi della duttilità e dell'energia, contribuendo a definire un risultato più attendibile per le applicazioni.

Il vantaggio di un indice basato sul concetto di fatica plastica a basso numero di cicli consiste nel tenere in conto la distribuzione delle ampiezze dei cicli plastici e di avere chiare procedure sperimentali per la valutazione dei parametri numerici.

## 5.9 Indici di danno e comportamento isteretico

L'analisi del danneggiamento nello studio della risposta sismica richiede l'introduzione di modelli efficienti capaci di descrivere il comportamento reale delle strutture. Concettualmente, la modellazione del comportamento sotto carichi ciclici riscontrato sperimentalmente, sia di elementi che di strutture nel loro complesso, si basa su due aspetti fondamentali: la definizione di criteri di collasso per carichi ciclici con distribuzione casuale e l'introduzione di legami costitutivi capaci di descrivere in modo affidabile il comportamento isteretico.

Come abbiamo già visto, la definizione di criteri di collasso causato da azioni sismiche può essere sviluppata attraverso l'individuazione di parametri strutturali  $d_i$  capaci di controllare il collasso, determinando i valori corrispondenti alla comparsa del danneggiamento ed al collasso sotto carichi ciclici ed introducendo un adeguato indice di danno  $D$ .

La valutazione di livelli intermedi di danneggiamento, comunque, è un aspetto più complesso della semplice definizione del collasso sotto carichi ciclici ed è attualmente uno degli aspetti più importanti su cui la ricerca si sta confrontando.

La modellazione della risposta strutturale sotto azioni cicliche, sia di elementi che di intere strutture, dipende dalla tipologia strutturale, dai materiali e dalle caratteristiche della storia di carico. Come si è già detto, l'analisi del danno strutturale dovuto a severe azioni cicliche può essere ottenuta attraverso approcci diversi basati su macromodelli oppure su micromodelli, con diversi gradi di approssimazione e definizione.

L'approccio basato sulla macromodellazione simula la risposta di elementi strutturali concentrando in punti definiti il comportamento plastico descritto da apposite leggi isteretiche oppure analizzando l'intera struttura come un sistema SDOF equivalente. Esso permette un'analisi strutturale semplificata pur considerando i principali aspetti del danneggiamento ciclico.

La definizione di macromodelli strutturali sottoposti a carichi ciclici può essere sviluppata implementando i seguenti obiettivi:

- definizione di una curva monotona; l'involuppo ciclico può essere coincidente con quello monotono oppure può essere caratterizzato da fenomeni di degrado;
- definizione di regole per il comportamento allo scarico; nel caso più semplice il ramo allo scarico può essere lineare;
- definizione del comportamento al ricarico; il ramo di ricarico può descrivere fenomeni complessi come lo slip o il pinching, attraverso l'adozione di regole di ricarico adeguate.

Sulla base delle definizioni precedenti si possono distinguere le seguenti categorie di modelli isteretici:

- modelli non evolutivi;
- modelli evolutivi.

Tra questi ultimi si può effettuare la seguente classificazione:

- modelli non degradanti;
- modelli degradanti.

### 5.9.1 I modelli non evolutivi

Al fine di chiarire questa classificazione, per semplicità, si assume come involuppo monotono un legame costitutivo elasto-plastico. Il modello è definito dall'individuazione del valore della forza al limite elastico  $F_y$  e dal corrispondente valore dello spostamento  $\mathbf{d}_y$ . Per definizione lo stato del sistema è descritto dal valore dello spostamento  $\mathbf{d}$  e della velocità  $d\mathbf{d}/dt$  nell'istante  $t$ . Il segno del prodotto  $\mathbf{d} \cdot (d\mathbf{d}/dt)$  permette di distinguere fra la condizione di carico o di scarico. Nei modelli non evolutivi lo stato del sistema al tempo  $t_{i+1}$  dipende solamente dallo stato al tempo  $t_i$ .

Esempi di modelli non evolutivi sono il modello elastico-perfettamente plastico (EPP elastic-perfectly-plastic) e quello elasto-plastico con incrudimento (EPH with hardening) o con diminuzione della resistenza (EPS with softening). I modelli EPP ed EPH sono in grado di simulare situazioni strutturali particolarmente curate come ad esempio telai in acciaio con nodi saldati, senza particolari problemi di instabilità locale o globale; l'effetto dell'instabilità geometrica può essere simulato, invece, introducendo il softening (modello EPS).

E' interessante osservare che il semplice modello EPP, che come già osservato è non evolutivo e non degradante, può costituire la base della meccanica del danneggiamento ammettendo un progressivo deterioramento del ramo di carico-scarico, che però rimane elastico, ovvero senza alcuna dissipazione plastica. Si ottiene in tal modo un modello che progressivamente si deteriora senza però perdere la fondamentale caratteristica di separare in modo netto il ramo plastico da quello elastico. Tale proprietà non è invece presente negli altri modelli introdotti, che meglio simulano molte situazioni strutturali, in cui la plasticità, ovvero la presenza di deformazioni residue, può innescarsi per qualsiasi valore della sollecitazione sul ramo di ricarico.



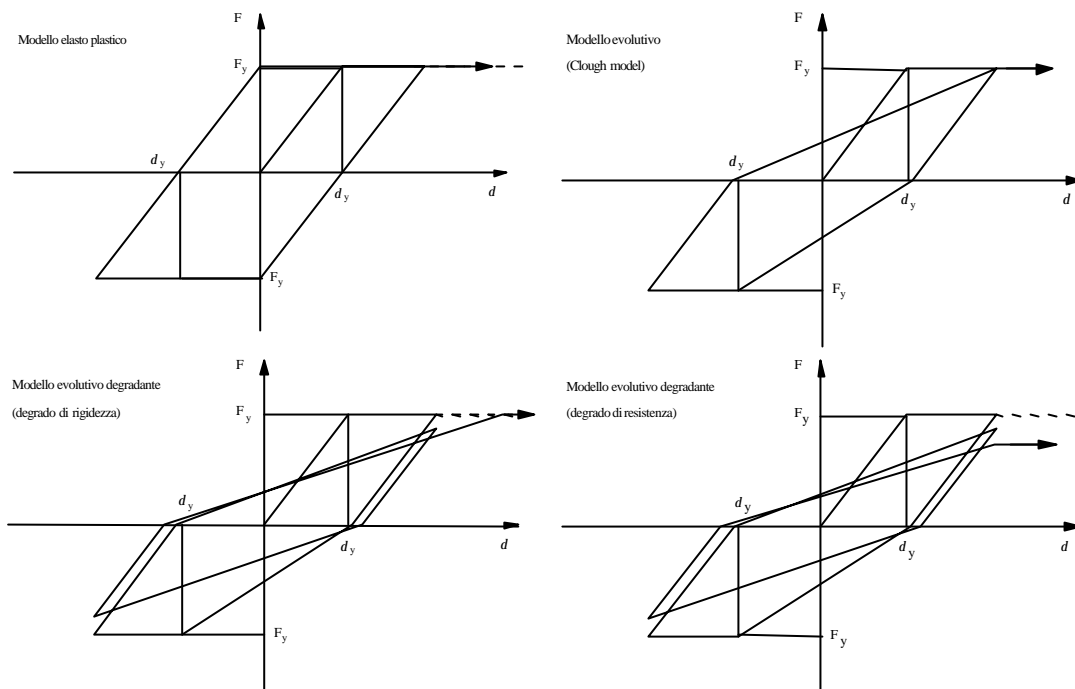


Fig. 5.7 - Modelli non evolutivi ed evolutivi.

### 5.9.2 Modelli evolutivi non degradanti

Nei modelli evolutivi non degradanti lo stato del sistema al tempo  $t_{i+1}$  dipende dagli stati assunti dal sistema in diversi istanti precedenti  $t_j$ ; tali modelli sono, cioè, caratterizzati da regole di ricarico dipendenti dall'attuale stato di deformazione oltre che da quelli precedentemente assunti, ma non dallo stato di danno. Esempi di modelli evolutivi sono quello orientato verso l'origine, quello dissipativo di Clough-Johnston ed il modello elasto-plastico con slip.

Il modello di Clough-Johnston è adeguato per analizzare strutture in cui è prevedibile un degrado al ricarico. Nell'ambito delle strutture in calcestruzzo armato, tutti gli elementi ben realizzati in flessione, senza problemi di crisi fragili, sono riconducibili a tale schema. A loro volta le strutture in muratura armata o rinforzata con armatura sono modellabili in prima approssimazione alla Clough-Johnston.

Il modello elasto-plastico con slip fornisce indicazioni utili per ampie classi di problemi in cui sono prevedibili scorrimenti, tanto con riferimento a strutture in c.a. quanto in acciaio. Infatti, nell'ambito del cemento armato, è schematizzabile con tale modello a livello di legame costitutivo il legame di aderenza acciaio-calcestruzzo, mentre, a livello di comportamento strutturale, la relazione isteretica relativa a pilastri soggetti a flessione ciclica con diffusa fessurazione o quella relativa a nodi trave-colonna realizzati con calcestruzzi leggeri, per i quali il meccanismo dell'aderenza caratterizza il comportamento macroscopico dell'elemento, per la bassa resistenza a

taglio delle fessure in tali calcestruzzi. Nell'ambito delle strutture in acciaio è riconducibile al modello con slip sia il comportamento ciclico di nodi trave-colonna bullonati, sia il comportamento di controventi con sbarre snelle. Anche le strutture in legno tendono ad un comportamento slip-type a causa del rifollamento dei fori nelle giunzioni chiodate o bullonate.

Infine, il modello orientato verso l'origine simula efficacemente strutture in muratura o cemento armato in cui possono aversi problemi legati alla formazione di meccanismi di tipo tagliante.

Confrontando tali modelli con quelli non evolutivi, si può notare come EPP, EPH ed EPS, da un punto di vista teorico, sono completamente differenti dagli altri; infatti essi sono caratterizzati da scarichi e ricarichi sempre elastici o, in altre parole, senza deformazioni plastiche residue. Ciò comporta che la plasticizzazione si attiva solo se si raggiunge la superficie di plasticizzazione. In altri modelli vi possono essere deformazioni plastiche residue anche sui rami di ricarica senza attingere la superficie di plasticizzazione: pertanto tali modelli sono fuori dalla teoria della plasticità classica.

### 5.9.3 Modelli evolutivi degradanti

Nei modelli degradanti, infine, lo stato del sistema al tempo  $t_{i+1}$  dipende dagli stati assunti in istanti precedenti  $t_j$  e dal valore al tempo  $t_i$  di un appropriato indice di danno.

I fenomeni di danneggiamento che si evidenziano nell'analisi sperimentale possono ricondursi a due tipi di degrado di tipo generale che possono così definirsi:

Degrado di rigidità. Si manifesta con un progressivo abbattimento della rigidità al crescere del numero di cicli effettuati ad ampiezza costante; tale degrado comporta una perdita di resistenza apparente, infatti si ottiene una progressiva riduzione del massimo livello di sollecitazione attinto, a parità di deformazione imposta, al crescere del numero di cicli. Al crescere dello spostamento, però, viene comunque raggiunto l'involuppo ciclico: tale comportamento è tipico dei problemi governati dal calcestruzzo compresso.

Degrado di resistenza. Esso si manifesta con una progressiva riduzione della curva di involuppo ciclico al crescere del numero di cicli effettuato a causa della progressiva crisi di alcuni meccanismi resistenti: tale fenomeno è tipico, ad esempio, dei problemi governati dall'aderenza acciaio-calcestruzzo.

In relazione al collasso sotto azioni cicliche, invece, analizzando diversi comportamenti sperimentali possibili, il comportamento ciclico è suscettibile della seguente classificazione:

Comportamento con cicli stabili, in cui la rottura è improvvisa. Tale comportamento è, ad esempio, tipico degli elementi in acciaio privi di problemi di stabilità, per i quali la rottura è connessa all'improvvisa formazione di cricche.

Comportamento con cicli degradanti, in cui può non prodursi un chiaro collasso dell'elemento. Esso caratterizza, ad esempio, quegli elementi in acciaio con problemi di instabilità locale o nodi-pilastro in c.a. con problemi di ancoraggio

dell'acciaio.

Bisogna osservare che, mentre nel caso 1) gli elementi strutturali sotto azioni cicliche vengono improvvisamente meno, indicando con chiarezza l'avvenuto collasso, nel caso 2) la rottura per azioni cicliche può definirsi solo convenzionalmente. In particolare una definizione che si presta ad un uso ingegneristico fa riferimento al concetto alla base della progettazione sismica, secondo cui, per l'evento sismico distruttivo, la struttura non deve collassare permettendo la salvezza delle vite umane. Conseguenza, dunque, che la struttura, durante e dopo l'azione ciclica, deve continuare a possedere una resistenza sufficiente per sostenere i carichi permanenti previsti in condizioni sismiche.

Il primo modello degradante, definito da Wen (1976), è caratterizzato dall'interessante proprietà di essere completamente definito in modo analitico, ovvero attraverso equazioni differenziali, con degrado connesso all'energia plastica dissipata, e ben si presta all'analisi stocastica del problema mediante tecniche di linearizzazione (Wen 1980). tale modello può anche tener conto dei fenomeni di pinching (Baber e Noori, 1985) che spesso si manifestano al ricarico nelle strutture caratterizzate da fessurazioni (negli elementi in c.a. o muratura) o scorrimenti (negli elementi acciaio).

Il modello di Kunnath et al. (1990) è invece definito fornendo, in modo del tutto generale, l'inviluppo monotono e fornendo una regola di ricarico che tiene conto tanto del pinching quanto del degrado. Esso è strettamente collegato al funzionale di danneggiamento di Park e Ang: in particolare il parametro  $\beta$  di tale funzionale, in funzione dell'energia dissipata plasticamente, fornisce il degrado strutturale.

Il modello proposto da Chung et al. (1987, 1988, 1989) consente di tenere in conto gli aspetti salienti del comportamento ciclico delle strutture in c.a., introducendo sia il degrado di rigidezza che quello di resistenza. In tale modello gli autori introducono un indice di danno basato sul principio della fatica plastica a basso numero di cicli con accumulo non lineare, che tiene conto anche della diversa risposta dell'elemento strutturale a sollecitazioni di segno opposto.

Il modello suggerito da Shah e Wang (1988), infine, connette il degrado strutturale con un indice di danno adimensionalizzato che dipende anch'esso dalla storia delle deformazioni plastiche secondo i principi della fatica a basso numero di cicli.



## 6. CARATTERISTICHE DI ALCUNI TERREMOTI STORICI

In questo capitolo sono analizzate, alla luce di quanto visto nei capitoli precedenti, le caratteristiche, in termini di grandezze accelerometriche e di risposta, di alcune registrazioni relative a terremoti storici, che si sono avuti in Italia ed all'estero, particolarmente significativi per intensità e per contenuto in frequenza.

Tali terremoti sono elencati nelle tabelle 6.1 e 6.2 unitamente ai parametri accelerometrici e di risposta, ottenuti dallo studio delle registrazioni.

In prima analisi le diverse registrazioni sono valutate in base alle grandezze del moto ricavabili immediatamente dalla semplice conoscenza degli accelerogrammi, tenendo in considerazione i legami con le grandezze di risposta strutturale ed avendo presente il grado di danno che questi eventi hanno comportato. La maniera più semplice per caratterizzare l'evento sismico consiste nell'utilizzo di parametri di picco ed integrali. Fra i parametri di picco figurano, come visto in precedenza, la massima accelerazione al suolo (peak ground acceleration, PGA), la massima velocità (velocity, PGV) e il massimo spostamento (displacement, PGD), cui si aggiungono i valori di picco dei loro rapporti (PGV/PGA e PGD/PGV).

La PGA, pur essendo una delle misure più immediate per descrivere un terremoto, non risulta affatto esaustiva riguardo l'obiettivo di inquadrarne il potenziale di danno: essa dà un'impressione fuorviante delle capacità distruttive di un evento. Infatti, l'osservazione delle registrazioni relative agli eventi sismici riportati mostra che terremoti caratterizzati da un valore molto elevato della accelerazione di picco possono non produrre danni strutturali consistenti, mentre terremoti con valori molto bassi possono dimostrarsi inaspettatamente distruttivi. Invece, la PGV, i parametri integrali e la durata del terremoto forniscono delle misure più rappresentative del potenziale distruttivo, essendo direttamente connessi con il contenuto energetico associato all'evento.

A conferma di quanto detto si osserva che terremoti come quello di Nahanni (record S1-L) o quello di Ancona (record Rocca NS) presentano delle PGA, rispettivamente, di  $1080.5 \text{ cm/s}^2$  (1.1 g) e  $538.1 \text{ cm/s}^2$  (0.55 g). Questi valori, di cui il primo estremamente elevato, non si associano ad un potere distruttivo altrettanto intenso. Non è, infatti, solo la massima accelerazione o la massima forza di inerzia che si prevede si svilupperà sulla struttura, l'informazione più utile al fine dell'individuazione delle potenzialità di danno del terremoto. Nel caso dell'accelerogramma di Ancona, la parte della registrazione in cui si raggiungono valori elevati dell'accelerazione è di durata estremamente breve (la durata effettiva  $t_D$  secondo la definizione di Trifunac e Brady è soltanto di 2.85 secondi) e con picchi ristretti e ciò comporta una potenzialità di danno per le strutture certamente molto ridotta. Questo evento ricade nella classe di terremoti con brevi durate (dell'ordine di pochi secondi), accelerazioni anche molto elevate, registrati di solito a breve distanza dall'epicentro su terreni compatti e con un ipocentro di solito poco profondo.

Tab. 6.1: Parametri accelerometrici per alcuni terremoti distruttivi.

Earthquake	Record	PGA [cm/s <sup>2</sup> ]	PGV [cm/s]	PGD [cm]	PGV/PGA [s·10 <sup>-2</sup> ]	RMSA [cm/s <sup>2</sup> ]
Nahanni	S1-L	1080.5	46.2	10.4	4.3	113.0
Kobe 1995	JMA -NS	817.8	92.0	71.8	11.2	88.5
Chile 1985	Llolleo-N	639.5	41.1	14.2	6.4	96.3
Ancona 1972	RoccaNS	538.1	10.9	5.5	2,0	47.3
Montenegro1979	Petrovac- NS	429.3	41.3	8.2	9.6	112.0
Friuli 1976	Tolmezzo WE	315.2	32.6	4.6	10.3	43.0
Bucharest	Incerc-NS	192.3	69.0	18.1	35.9	31.5
Mexico 1985	SCT-EW	167.9	61.8	21.9	36.8	29.3
Campano-Lucano 1980	Calitri WE	156.0	20.9	19.0	13.4	29.6

Earthquake	Record	t <sub>D</sub> [s]	I <sub>A</sub> [cm/s]	v <sub>0</sub> [1/s]	P <sub>D</sub> [cm·s]	I <sub>D</sub>
Nahanni	S1-L	7.92	462.5	16.93	1.61	5.50
Kobe 1995	JMA -NS	8.34	838.4	4.80	36.45	6.91
Chile 1985	Llolleo-N	35.68	1520.8	9.50	16.85	35.84
Ancona 1972	RoccaNS	2.85	67.8	99.03	0.01	6.94
Montenegro1979	Petrovac- NS	10.52	446.2	4.75	19.75	15.35
Friuli 1976	Tolmezzo WE	4.93	119.9	5.08	4.66	7.25
Bucharest	Incerc-NS	15.58	71.4	4.36	3.75	3.66
Mexico 1985	SCT-EW	38.82	243.8	1.13	189.81	14.55
Campano-Lucano 1980	Calitri WE	47.17	134.1	4.16	7.77	17.85

Tab. 6.2: Parametri di risposta per alcuni terremoti distruttivi.

Earthquake	Record	Ca	Cv	Cd	T1 [s]	T2 [s]	I <sub>s</sub> [cm]	E <sub>h,max</sub> [cm <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> ]	E <sub>i,max</sub> [cm <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> ]
Nahanni	S1-L	2.2	1.6	0.4	0.200	0.350	154.7	10427	4611
Kobe 1995	JMA -NS	2.3	2.8	0.6	0.875	0.925	416.9	55902	31675
Chile 1985	Llolleo-N	2.4	2.7	1.3	0.450	1.050	223.8	67976	28600
Ancona 1972	RoccaNS	2.6	2.6	0.6	0.125	0.150	29.5	618	409
Montenegro 1979	Petrovac- NS	3.0	3.0	3.0	0.625	0.650	186.8	33623	15119
Friuli 1976	Tolmezzo WE	2.7	2.2	1.5	0.525	0.550	92.8	7744	3053
Bucharest	Incerc-NS	2.7	2.3	2.2	1.700	1.725	208.9	23621	7026
Mexico 1985	SCT-EW	3.1	3.4	3.8	2.500	2.525	275.2	228229	65486
Campano-Lucano 1980	Calitri WE	2.9	1.8	1.9	0.700	1.475	100.6	9876	3913

Al contrario, un accelerogramma di lunga durata, quale il Campano-Lucano 1980 ( $t_D=47.2$  secondi), pur presentando un'accelerazione massima minore ( $PGA=156 \text{ cm/s}^2=0.16 \text{ g}$ ), rappresenta un pericolo ben maggiore per la struttura, come è dimostrato dai valori ben più elevati dello spettro di energia.

E' bene osservare che nel caso dell'accelerogramma di Nahanni, visto l'elevatissimo valore della PGA, il limitato potenziale distruttivo non si può giustificare semplicemente prestando attenzione alla durata, comunque modesta, ma

bisogna anche badare al valore assunto dal periodo fondamentale  $T_1$  relativamente basso. Ricordando che nello studio della risposta tale valore individua il campo dei periodi più amplificati (intervallo  $0.4T_1 < T < T_1$ ), se ne deduce che le strutture più colpite sono quelle caratterizzate da periodi propri molto bassi, che fanno parte di una famiglia non molto numerosa.

Di contro, due terremoti dimostratisi particolarmente distruttivi, come quello del Cile (record Llolleo-N) e quello di Mexico City (record SCT-EW), sono caratterizzati da valori non elevati della PGA:  $639.5 \text{ cm/s}^2$  (0.65 g) e  $167.9 \text{ cm/s}^2$  (0.17 g), rispettivamente. A questi due eventi si associano, però, due durate effettive molto elevate, entrambe superiori ai 30 secondi, insieme a valori di  $T_1$  molto più grandi: 0.45 s e 2.5 s, rispettivamente.

Un indice di picco molto significativo è invece la velocità massima al suolo PGV. Esso è, infatti, proporzionale alla pseudo-velocità spettrale  $S_v$  che è un parametro che dà un'immediata misura dell'energia di ingresso di un terremoto. Una pregevole caratteristica dell'energia di ingresso consiste nel far entrare implicitamente in gioco la durata dell'evento sismico, nonché l'ampiezza degli impulsi di accelerazione, e non solo la sua massima intensità, e, quindi, permette di considerare la stretta correlazione che esiste fra la durata dello scuotimento ed il danno osservato.

Fra gli eventi riportati in tabella 1, quelli cui è associato un potenziale di danno maggiore sono caratterizzati dalla contemporanea presenza di valori elevati della PGV e di  $T_1$  e, quindi, del rapporto PGV/PGA, che, come sappiamo, è in prima approssimazione proporzionale al valore di  $T_1$  ed al valore dell'energia di ingresso. Al crescere di tale rapporto cresce il valore del periodo fondamentale  $T_1$  come previsto dalla formula approssimata:

$$T_1 = 2\pi \cdot \frac{C_v \cdot PGV}{C_a \cdot PGA} \quad (6.1)$$

Dalla relazione si vede che il periodo risulta una funzione proporzionale al rapporto PGV/PGA e, quindi, al crescere del suo valore corrispondono valori più elevati di  $T_1$ .

Elevati valori di  $T_1$  comportano una vasta gamma di strutture interessate dalla massima richiesta da parte del sisma in termini di resistenza e, quindi, un elevato danneggiamento, mentre la massima energia di input per unità di massa è impartita alle strutture con periodi fondamentali che ricadono nella regione fra  $T_1$  e  $T_2$ .

Per i terremoti di Kobe (record JMA-NS), di Bucarest (record Incerc-NS) e di Mexico City i valori della PGV superano abbondantemente i 50 cm/s e, sempre per questi eventi, ritroviamo i massimi valori del rapporto PGV/PGA (rispettivamente 11.2, 35.9 e  $36.8 \cdot 10^{-2}$ ) e del periodo fondamentale  $T_1$  (0.875, 1.70 e 2.50 s).

Quindi, come abbiamo visto il rapporto PGV/PGA può essere assunto come una misura del contenuto energetico del terremoto. Tale rapporto, inoltre, ci dà delle

informazioni sull'intervallo di periodi in cui si concentra il contenuto energetico, cioè sulla classe di strutture maggiormente colpite dal sisma.

Terremoti con bassi valori di tale rapporto, in generale, hanno la maggior parte del proprio contenuto energetico nel campo dei periodi bassi. Ciò si evidenzia nel fatto che le strutture con bassi periodi propri subiscono la massima energia di ingresso per tali eventi sismici, mentre quelle con elevati periodi propri attingono la massima energia di ingresso se sottoposti ad eventi con valori elevati del rapporto PGV/PGA, cioè terremoti caratterizzati dal maggior contenuto energetico nel campo di valori elevati del periodo. A conferma di quanto detto, agli eventi di Nahanni ed Ancona, caratterizzati dai più bassi valori di tale rapporto, si associano i valori più bassi sia dell'ampiezza dell'intervallo ( $T_2 - T_1$ ) che quella del valore di  $T_1$ , oltre a due fra le durate effettive più piccole.

Come già osservato, il rapporto PGV/PGA risulta più basso vicino all'epicentro e cresce all'aumentare della distanza da esso. Un evento sismico è nel primo caso di tipo impulsivo (terremoto di Ancona), caratterizzato da una breve durata e con alte frequenze dominanti, mentre nel secondo caso è di tipo più regolare e caratterizzato da una durata maggiore (Bucarest e Mexico City). Terremoti con frequenze dominanti elevate sono caratterizzati da bassi valori del rapporto PGV/PGA, mentre quelli con lunghe durate sono generalmente associati ad alti valori. Gli eventi a media distanza dall'epicentro hanno normalmente un contenuto in frequenze significative distribuite su un intervallo abbastanza ampio, presentando valori intermedi di tale rapporto (Campano-Lucano). Quindi, il suo valore fornisce informazioni, valide in senso statistico, sulle frequenze dominanti dell'evento sismico, sulle potenzialità di danno (crescente al diminuire di tale rapporto) e sulla richiesta di energia isteretica.

Il rapporto PGA/PGV ha un effetto importante sulla risposta del sistema: per le strutture sottoposte agli eventi sismici caratterizzati da un alto valore di PGV/PGA ci sono deformazioni plastiche più consistenti, un maggior degrado di rigidità e una maggiore richiesta di energia plastica di dissipazione, rispetto ai casi di bassi valori di questo rapporto. Per quanto riguarda la richiesta di deformazione plastica i coefficienti di amplificazione degli spostamenti nella rappresentazione alla Newmark-Hall assumono i massimi valori per gli eventi di Bucarest e Mexico City (2.2 e 3.8, rispettivamente), cioè per quei terremoti caratterizzati dai massimi valori del rapporto PGV/PGA. Moltiplicando tali coefficienti per i valori assunti dal PGD (18.1 cm e 21.9 cm), al fine di calcolare i valori delle ordinate spettrali, otteniamo 39.8 cm e 83.2 cm, che rappresentano i maggiori spostamenti spettrali, insieme a quello del terremoto di Kobe (43.1 cm, con un  $C_d$  pari a 0.6 e un PGD di 71.8 cm).

Passando ad analizzare la durata, essa influenza pesantemente il livello di danneggiamento strutturale. Come abbiamo visto, registrazioni caratterizzate da alti valori dell'accelerazione al suolo e delle grandezze spettrali producono un grado di danno lieve se la durata è breve (terremoto di Ancona, 1972), mentre registrazioni con bassi valori dell'accelerazione e con una lunga durata possono risultare molto distruttivi (terremoto del Messico, 1985). Appare chiaro, quindi, come la durata



costituisca una caratteristica importantissima dell'evento sismico, sia per la risposta strutturale che per la risposta del terreno, determinando la velocità con la quale l'energia di input viene rilasciata, e deve essere considerata in tutte le analisi per la ricerca del risposta strutturale sia lineare che in campo non lineare.

Nell'analisi si è presa in considerazione la durata effettiva di Trifunac e Brady e si riscontrano i valori più elevati per i terremoti Campano-Lucano, di Mexico City e del Cile (47.2 s, 38.8 s e 35.7 s, rispettivamente). Tutti gli altri sono caratterizzati da durate molto minori, anche di un ordine di grandezza nel caso dei terremoti di Ancona e del Friuli (2.85 s e 4.93 s, rispettivamente).

In generale si può osservare come gli eventi cui si associano le maggiori durate siano gli stessi cui corrispondono i maggiori valori del rapporto PGV/PGA, oltre che del valore di  $T_l$ .

Il parametro  $P_D$  di Saragoni è un'altra misura della richiesta di duttilità legata ad un certo accelerogramma e dipende oltre che dall'energia totale anche dal numero di passaggi per lo zero nell'unità di tempo da parte della registrazione accelerometrica.

Dal confronto con i valori dell'intensità valutata con la MMI si evince un'ottima correlazione fra il  $P_D$  e la scala di intensità di Mercalli modificata. Questo è un risultato molto importante perché permette di correlare un misura strumentale con un danneggiamento osservato. Nei casi analizzati ritroviamo i valori più elevati di questo parametro per i terremoti del Messico ( $P_D=189.8$  cm·s), di Kobe ( $P_D=36.45$  cm·s) e del Montenegro ( $P_D=19.75$  cm·s).

Il parametro  $I_D$  introdotto da Cosenza e Manfredi permette di tenere in considerazione la distribuzione dei cicli plastici, attraverso l'individuazione dei valori  $n$ , numero di cicli plastici, ed  $m$ , valore medio della loro distribuzione. Tale parametro risulta così definito:

$$I_D = \frac{I_E}{PGA^2} \cdot \frac{PGA}{PGV} = \frac{I_E}{PGA \cdot PGV} = \frac{\int_0^t a^2(t) dt}{PGA \cdot PGV} = \frac{2g}{\pi} \cdot \frac{I_A}{PGA \cdot PGV} \quad (6.2)$$

Tale indice, quindi, è in relazione con il contenuto energetico dell'evento sismico. Al crescere di  $I_D$  cresce il numero di cicli plastici e il loro valore medio, anche se in maniera meno consistente. Come ci si aspettava, il terremoto del Cile, caratterizzato dal valore più elevato dell'indice di Arias (1521 cm/s), che rappresenta una misura dell'energia dissipata per unità di massa dalle strutture, oltre ad avere una delle durate effettive più elevate (35.68 s) e un indice di Saragoni mediamente alto (16.85 cm·s), è associato al massimo valore dell'indice di Cosenza e Manfredi (35.84). Ciò si riflette anche nel fatto che sempre a tale terremoto si associa il maggior valore, dopo quello dell'evento del Messico, dell'energia dissipata istereticamente ( $E_{h,max}$  pari a 67976 cm<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>).

Bisogna, comunque, notare che mentre per il fattore di Saragoni i due eventi maggiormente distruttivi risultano essere quelli del Messico e di Kobe, con i valori di

189.8 cm·s e 66.45 cm·s, rispettivamente, utilizzando il fattore di Cosenza e Manfredi si individuano come i due eventi con il maggiore impegno ciclico richiesto quelli del Cile e Campano-Lucano, con i valori di 35.84 e 17.85, rispettivamente.

Ai due terremoti del Messico e del Cile si associano i due valori più elevati dei massimi di energia isteretica  $E_{h,max}$  (228229 cm<sup>2</sup>/s<sup>2</sup> e 67976 cm<sup>2</sup>/s<sup>2</sup>, rispettivamente) e se consideriamo anche il terremoto di Kobe ritroviamo i tre valori più elevati dell'intensità spettrale di Housner, una misura integrale della richiesta di energia isteretica. Quest'ultimo evento, però, presenta una durata effettiva di molto inferiore ai primi due. Sempre per questi tre eventi si ottengono i valori più elevati dei massimi di energia di ingresso  $E_{i,max}$ .

Il valore spettrale  $S_d$  è un'importante misura della domanda di spostamento e può essere associata al massimo valore dello spostamento relativo di interpiano, che controlla il danneggiamento sia strutturale che non, dovuto agli spostamenti laterali in un edificio multipiano. I maggiori valori degli spostamenti spettrali ottenuti attraverso la rappresentazione alla Newmark-Hall, sono quelli dei terremoti del Messico (83.2 cm, con un  $C_d$  pari a 3.8) di Kobe (43.1 cm, con un  $C_d$  pari a 0.6), di Bucarest (39.8 cm, con un  $C_d$  pari a 2.2) e Campano-Lucano (36.1 cm, con un  $C_d$  pari a 1.8). Gli eventi, invece, caratterizzati dai maggiori valori dei coefficienti amplificativi  $C_d$  sono quelli del Messico ( $C_d$  pari a 3.8), del Montenegro ( $C_d$  pari a 3.0) e di Bucarest ( $C_d$  pari a 2.2). Trifunac ed altri autori hanno sviluppato un metodo per il calcolo della probabilità associata al superamento di un dato livello di spostamento, per un certo numero di volte, ad ogni piano di un edificio. Questa probabilità dipende direttamente dalla durata dell'evento sismico

Il valore della pseudo-velocità  $S_v$ , oltre ad essere un interessante parametro per la misura dell'intensità dell'evento sismico, soprattutto per le strutture con periodo fondamentale ricadente nel campo dei medi periodi (Fajfar et al., 1990), è una misura dell'energia cinetica dell'evento sismico ed è in relazione alla domanda di picco di energia isteretica sulla struttura. I massimi valori assoluti delle pseudo-velocità spettrali sono quelli dei terremoti di Kobe (257.6 cm/s) e del Messico (210.12 cm/s), mentre per quanto riguarda le massime amplificazioni  $C_v$ , queste sono associate agli eventi del Messico ( $C_v$  pari a 3.4) e del Montenegro ( $C_v$  pari a 3.0).

## 7. BIBLIOGRAFIA

- Abrams DP & Calvi GM Eds.** Proceedings of US-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit, *Technical Report NCEER-97-0003*, March 1997.
- Akbas B & Shen J.** Energy-based earthquake resistant design methodology for steel moment resisting frames. *Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam, 1998
- Akiyama H.** *Earthquake Resistant Limit-State Design for Buildings*. University of Tokyo Press. 1985.
- Anderson JC & BerteroVV.** Uncertainties in establishing design earthquakes *Journal of Structural Engineering*. 1987: **113**(8): 1709-1724.
- Arias A.** A measure of earthquake intensity. In *Seismic Design of nuclear power plants*: The MIT Press. 1970: 438-468.
- Baber TT & Noori MN.** Random vibration of degrading, pinching system. *Journal of Engineering Mechanics*. 1985: **111** (8).
- Baber TT & Wen Y-K.** Random vibration of hysteretic, degrading systems. *Journal of Engineering Mechanics Division, Proceedings of the ASCE*, 1981: **107** (EM6).
- Ballio G & Castiglioni CA.** An approach to the seismic design of steel structures based on cumulative damage criteria. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1994: **23**: 969-986.
- Banon H & Veneziano D.** Seismic safety of reinforced concrete members and structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1982: **10**: 179-193.
- Banon H, Biggs J & Irvine H.** Seismic damage in reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*. 1981: **107**(9): 1713-1728
- Basu B & Gupta VK.** A damage-based definition of effective peak acceleration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1998: **27**: 503-512.
- Basu B & Gupta VK.** A note on damage-based inelastic spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1996: **25**: 421-433.
- Bertero RD, Bertero VV & Teran-Gilmore A.** Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. (611)
- Bertero VV, Mahin SA & Herrera, RA.** Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1978: **6**(1): 31-42.
- Bertero VV, Mahin, SA & Herrera, RA.** Aseismic design implications of San Fernando earthquake records. *Dynamic Response of Structures: Instrumentation, Testing Methods and System Identification*, Univ. of California, Los Angeles, 1976: 492-501.
- Bertero VV.** State of art report on design criteria. In: *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
- Bolt BA.** Duration of strong ground motion. *Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, International Assn. for Earthquake Engineering, Rome, 1973.

- Bruneau M & Wang N.** Some aspects of energy methods for the inelastic seismic response of ductile SDOF structures. *Engineering Structures*, 1996: **18** (1): 1-12.
- Calado L & Castiglioni CA.** Steel beam-to-column connection under low cycle fatigue: experimental and numerical research. In: *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
- Capecchi D & Vestroni F.** Aspetti della modellazione del danneggiamento nelle strutture di cemento armato. *Ingegneria Sismica*, 1986 (3): 22-31.
- Chai YH, Romnstadt KM & Bird SM.** Energy based linear damage model for high intensity seismic loading. *Journal of Structural Engineering*. 1995: **121**(5): 857-864.
- Chandler AM, Tsangaris M, Lam NTK, Wilson JL, Edwards M & Hutchinson GL.** Seismic performance of RC structures using displacement: Based principles. *Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering*, 1998.
- Chung YS, Meyer C & Shinozuka M.** A new damage model for reinforced concrete structures. *Proceedings of 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan (7).
- Chung YS, Meyer C & Shinozuka M.** Seismic damage assessment of reinforced concrete members, *Technical Report NCEER-87-0022*. 1987.
- Ciampi V & Nicoletti M.** Parameter identification for cyclic constitutive models with stiffness and strength degradation. *Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering*, Lab. Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1986, 7.1/73-80, Vol. 4.
- Ciampoli M, Giannini R, Nuti C & Pinto PE.** Some insight into the seismic response of bridge structures. *Proceedings of 9<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, , Moscow, 1990: (10).
- Coffin LF.** A study of the effect of cyclic thermal stresses in ductile metals, *Transaction of ASME*. 1954: **76**: 931-950.
- Cosenza E & Manfredi G.** La fatica plastica in ingegneria sismica. *Ingegneria Sismica*. 1993: (2).
- Cosenza E & Manfredi G.** A refined cyclic degrading macromodel: model definition, parameters identification and seismic applications. *Supplementary Proceedings of a Workshop held in Bled, Slovenia, July 13-16, 1992*. Eds Krawinkler & Fajfar.
- Cosenza E & Manfredi G.** Damage index and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*. 2000: **2**(1).
- Cosenza E & Manfredi G.** Seismic design based on low cycle fatigue criteria. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. (1141).
- Cosenza E & Manfredi G.** The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria. In P.Fajfar & H.Krawinkler (eds). *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*: Balkema. 1997: 119-130.

- Cosenza E & Manfredi G.** Un modello evolutivo-degradante per l'analisi del danneggiamento strutturale sotto azioni sismiche. *L'Ingegneria sismica in Italia, 5° Convegno Nazionale, Palermo, 29 Settembre – 2 Ottobre 1991.*
- Cosenza E, Manfredi G & Ramasco R.** An evaluation of the use of damage functionals in earthquake-resistant design. *Proceedings of 9<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, , Moscow, 1990: (9).*
- Cosenza E, Manfredi G & Ramasco R.** La caratterizzazione della risposta sismica dell'oscillatore elasto-plastico. *Ingegneria Sismica, 1989 (3): 19-29.*
- Cosenza E, Manfredi G & Ramasco R.** The use of damage functionals in earthquake-resistant design: a comparison among different procedures. *Structural Dynamics and Earthquake Engineering.* 1993: **22**: 855-868.
- Cosenza E. & Manfredi G.** Seismic analysis of degrading models by means of damage functions concept. In P.Fajfar & H.Krawinkler (eds). *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings: Elsevier Applied Science.* 1992: 77-94.
- Cosenza E & Manfredi G.** La caratterizzazione statistica dei cicli plastici per eventi sismici reali e la definizione di duttilità utilizzabile. *L'Ingegneria sismica in Italia, 5° Convegno Nazionale, Palermo, 29 Settembre – 2 Ottobre 1991.*
- Darwin D & Nmai CK.** Energy dissipation in RC. beams under cyclic load. *Journal of Structural Engineering.* 1986: **112(8)**: 1829-1846.
- De Luca A & Serino G.** L'approccio energetico nella progettazione sismica. *Ingegneria Sismica, 1988 (3): 18-27.*
- Elghadamsi FE & Mohraz P.** Inelastic earthquake spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 1987: **15**: 91-104.
- Elwood KJ & Wen YK.** Evaluation of a dual-level design approach for the earthquake resistant design of buildings. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.*
- Fajfar P & Fischinger M.** Earthquake design spectra considering duration of ground motion. *Proceedings of 4th National Conference on Earthquake Engineering, May 20-24, 1990, Palm Springs, California (2): 15-24.*
- Fajfar P & Gaspersic P.** The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 1996: **25**: 31-46.
- Fajfar P & Krawinkler H Eds.** Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings, *Elsevier Applied Science, 1992.*
- Fajfar P & Krawinkler H Eds.** Seismic design methodologies for the next generation of codes, Balkema, 1997.
- Fajfar P & Vidic T.** Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* 1994: **23**: 523-537.
- Fajfar P & Vidic T.** Seismic demand in short-period structures. *12° SMIRT (K14/3).*
- Fajfar P, Vidic T & Fischinger M.** A measure of earthquake motion capacity to damage medium period structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* 1990: **9(5)**: 236-242.
- Fajfar P.** Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *IKPIR Report EE-3/98.*

- Fajfar P.** Design spectra for the new generation of codes. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. (2127).
- Fajfar P.** Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1992: **21**: 837-848.
- Fardis M.** Damage measures and failure criteria for reinforced concrete members. In *Proceedings 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, 1995, Balkema. 1995: 1377-1382.
- Fischinger M & Fajfar P.** Seismic force reduction factors. *Earthquake Engineering, Rutenberg (ed.) 1994*.
- Freeman SA, Nicoletti JP & Tyrrell JV.** Evaluation of existing buildings for seismic risk--A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering-1975*, Earthquake Engineering Research Inst., Oakland, California. 1975: 113-122.
- Freeman SA.** Development and use of capacity spectrum method *Proceedings, Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Inst., Oakland, California, 1998, 12 pages
- Ghobarah A, Abou-Elfath H & Biddah A.** Damage assessment of non-ductile reinforced concrete frames. *Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering*, 1998.
- Gosain NK, Brown RH & Jirsa JO.** Shear requirements for load reversals on RC members. *Journal of Structural Engineering*. 1977: **103**(7): 1461-1476.
- Hall WJ, Mohraz B & Newmark NM.** Statistical studies of vertical and horizontal earthquake spectra. *NUREG-0003, Nathan M. Newmark Consulting Engineering Services*, Urbana, Illinois. 1976: 128 pages.
- Hasselmann TK, Eguchi RT & Wiggins JH.** Assessment of damageability for existing buildings in a natural hazards environment, volume I: methodology and volume II: 'DAMAGE' computer program users manual. *Technical Reports 80-1332-1 and 80-1332-2, J.H. Wiggins Co.*, Redondo Beach, California, 1980
- Hidalgo OP & Arias A.** New Chilean code for the earthquake-resistant design of buildings. *Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Proceedings*, Earthquake Engineering Research Inst., El Cerrito, California, Vol. 2, 1990: 927-936.
- Housner G.** Spectrum intensities of strong motion earthquakes. In *Proceedings Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures*, Los Angeles, California, June 1952 :20-36.
- Housner GW & Jennings PC.** *Earthquake Design Criteria*. EERI Monograph Series. 1982
- Housner GW.** Behaviour of structures during earthquake, *Journal of the Mechanics Engineering*. 1959: **85**: 109-129.

- Husid R.** The effect of gravity on the collapse of yielding structures with earthquake excitation. *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Chilean Association on Seismology and Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol. II. 1969:A4-31 to A4-43*
- Hwang HHM & Jaw J-W.** Probabilistic damage analysis of structures. *Journal of Structural Engineering. 1990: 116(7): 1992-2007.*
- Iwan WD.** Near-field considerations in specification of seismic design motions for structures. *Proceedings of 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, 1995.*
- Jeong GD & Iwan WD.** The effect of earthquake duration on the damage of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1988: 16: 1201-1211.*
- Jhaveri DP & Blume JA and Associates,** San Francisco. Research Division. Three-dimensional dynamic analysis of high-rise buildings San Francisco, 1968.
- Kamiyama M.** Spectral characteristics of strong ground motions in terms of peak values. *Structural Eng. / Earthquake Eng. 1996, 12 (3,4): 79s-93s. Japan Society of civil Engineers (J. Struct. Mech. Earthquake Eng. 531: 1-34.*
- Kappos AJ.** Seismic damage index for RC buildings: evaluation of concepts and procedures. *Progress in Structural Engineering and Materials. 1997: 1(1): 78-87.*
- Kappos AJ.** Analytical prediction of the collapse earthquake for RC buildings: suggested methodology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1991: 20: 167-176.*
- Kappos AJ.** Sensitivity of calculated inelastic seismic response to input motion characteristics, In *Proceedings 4<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, USA, 20-24 May 1990. EERI, 1990: 25-34.*
- Kawashima K & Aizawa K.** Bracketed and normalized durations of earthquake ground acceleration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1989: 18: 1041-1051.*
- Koliopoulos PK, Margaris BN & Klimis NS.** Duration and energy characteristics of greek strong motion records. *Journal of earthquake engineering, 1998: 2 (3): 391-417.*
- Kratzig WB, Meyer IF & Meskouris K.** Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading. In: *Proceedings of 5th International Conference on Structural Safety and Reliability ICOSSAR 89. San Francisco CA, USA. 1989. Vol.II: 795-802.*
- Krawinkler H & Nassar AA.** Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. In P.Fajfar & H.Krawinkler (eds). *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings: Elsevier Applied Science. 1992: 23-40.*
- Krawinkler H & Zohrei M.** Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motion. *Computers & Structures. 1983: 16(1-4): 531-541.*
- Krawinkler H.** Performance assessment of steel components. *Earthquake Spectra. 1981: 3(1): 27-41.*

- Kumar S & Usami T.** An evolutionary-degrading hysteretic model for thin-walled structures. *Engineering Structures*. 1996: 18(7): 504-514
- Kunnath SK, Reinhorn AM & Park YJ.** Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures. *Journal of Structural Engineering*. 1990: **116**(4): 996-1017.
- Kuwamura H & Galambos TV.** Earthquake load for structural reliability. *Journal of Structural Engineering*. 1989: **115**(6): 1446-1462.
- Kuwamura H, Kirino Y & Akiyama H.** Prediction of earthquake energy input from smoothed fourier amplitude spectrum. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1994: **23**: 1125-1137.
- Lai SSP & Biggs JM.** Inelastic response spectra for aseismic building design *Journal of the Structural Division, ASCE*. 1980: **106**(6): 1295-1310.
- Lam N, Wilson J & Hutchinson G.** Building ductility demand: interplate versus intraplate earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1996: **25**: 965-985.
- Lam N, Wilson J & Hutchinson G.** The ductility reduction factor in the seismic design of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1998: **27**: 749-769.
- Lew TK & Takahashi SK.** Rapid seismic analysis procedure *Technical Memorandum 51-78-02, Civil Engineering Lab., U.S. Naval Construction Battalion Center, Port Hueneme, California, 1978.*
- Loh C-H & Ho R-C.** Seismic damage assessment based on different hysteretic rules. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1990: **19**: 753-771.
- Mahin SA & Bertero VV.** An evaluation of inelastic seismic design spectra *Journal of the Structural Division, ASCE*. 1981: **107**(9):1777-1795.
- Manfredi G.** *La modellazione del danneggiamento nell'analisi sismica delle strutture.* Monografia redatta per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca in "Ingegneria delle strutture" 5° Ciclo, Napoli, 1993.
- Manfredi G.** Evaluation of Seismic Energy Demand. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2001 (in corso di stampa).
- Manson SS.** *Behaviour of materials under conditions of thermal stress.* NACA TN 2933. 1954.
- Martinez-Rueda JE.** Definition of spectrum intensity for the scaling and simplified damage potential evaluation of earthquake records. *Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering.* 1998.
- Mason AB & Iwan WD.** An approach to the first passage problem in random vibration. *Journal of Applied Mechanics*, 1983: **50**: 641-646.
- Mazars J.** Damage models for RC structures under seismic loading. *Proceedings of 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, 1995.*
- McCabe SL & Hall WJ.** Assessment of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*. 1989: **115**(9): 2166-2183.
- McCann MW & Shah HC.** Determining strong-motion duration of earthquakes *Bulletin of the Seismological Society of America.*, 1979: **69**(4): 1253-1265.



- McKevitt WE et al.** Towards a simple energy method for seismic design of structures. *Proceedings of the 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Inst., Berkeley, California. 1979: 383-392
- Mendis PA & Chandler A.** Comparison of force and displacement based seismic assessments. *Proceedings of 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, 1998.
- Meskouris K, Kratzig WB & Hanskotter U.** Seismic motion damage potential for R/C wall-stiffened buildings. In P.Fajfar & H.Krawinkler (eds). *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*: Elsevier Applied Science. 1992: 125-136.
- Meyer IF, Kratzig WB, Stangenberg F & Meskouris K.** Damage prediction in reinforced concrete frames under seismic actions. *European Earthquake Engineering*, 1988: **3**: 9-15.
- Miner MA.** Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*. 1945: (9).
- Miranda E & Bertero VV.** Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*. 1994: **10**(2): 357-359.
- Miranda E.** Estimation of maximum interstory drift demands in displacement-based design. In P.Fajfar & H.Krawinkler (eds). *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*: Balkema. 1997: 253-264.
- Miranda E.** Evaluation of site-dependent inelastic seismic design spectra. *Journal of Structural Engineering*. 1993:**119**(5): 1319-1338.
- Miranda E.** Nonlinear response spectra for earthquake resistant design. *Proceedings of 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, 1992.
- Miranda E.** Seismic evaluation and upgrading of existing buildings. Ph.D. thesis, Univ. of California at Berkeley, 1991
- Nakano Y.** Seismic capacity of RC buildings damaged due to 1995 January 17 Hyogo-Ken Nanbu earthquake. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
- Nariyuki Y, Hirao K & Karasudani M.** A methodology for seismic damage assessment of simple degrading structures. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
- Nassar AA & Krawinkler H.** Seismic demands for SDOF and MDOF systems. *BLUME-095, John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Stanford, California. 1991.
- Nassar AA, Ostersaas JD & Krawinkler H.** Seismic design based on strength and ductility demands. *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam, Vol. 10, 1992: 5861-5866.
- Nau JM & Hall WJ.** Scaling method for earthquake response spectra. *Journal of Structural Engineering*. 1984: **110** (7): 1533-1548.
- Newmark NM & Hall WJ.** *Earthquake Spectra and Design*. EERI Monograph Series. 1982.

- Newmark NM.** Seismic design criteria for certain above-ground facilities, Trans-Alaska Pipeline System. Dept. of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill., 1975.
- Nishikawa T, Hayama S & Seki T.** Normalization parameters of maximum values of earthquake motion for non-linear response analyses of structure *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1984:83-90.
- Novikova EI & Trifunac MD.** Duration of strong ground motion in terms of earthquake magnitude, epicentral distance, site conditions and site geometry. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1994: **23**: 1023-1043.
- Ogawa J & Shiga T.** Earthquake damage index for reinforced concrete columns. *Proceedings of 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan*.
- Page RA et al.** Ground Motion Values for Use in the Seismic Design of the Trans-Alaska Pipeline System. *Geological Survey Circular 672*, U.S. Geological Survey, Washington, D.C., 1972.
- Palmgren A.** Die lebensdauer von kugellagern. *Z.Vereines Deutscher Ingenieure*. 1924: **68**.
- Park YJ & Ang AH-S.** Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of the Structural Engineering*. 1985: **111**(4): 722-739, 1985.
- Park YJ, Ang AH-S & Wen YK.** Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra*. 1987: **3**(1): 1-26.
- Park YJ.** Seismic damage analysis and damage-limiting design of R/C structures. *Ph.D. Thesis*. Dept. of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, IL, 1984.
- Park Y-S & Lee B-H.** Quantitative safety assessment of steel members under severe seismic excitations. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. (**680**).
- Peng MH, Elghadamsi FE & Mohraz BA.** Simplified procedure for constructing probabilistic response spectra. *Earthquake Spectra*, 5, 2, May 1989, pages 393-408
- Powell GH & Allahabadi R.** Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1988: **16**: 719-734.
- Pugliese A & Sabetta F.** Stima di spettri di risposta da registrazioni di forti terremoti italiani. *Ingegneria Sismica*, 1989: **2**: 3-14.
- Riddell R & Newmark NM.** Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes. *UILU-ENG 79-2016, Structural Research Series*, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Illinois, Urbana. 1979.
- Riddell R, Hidalgo OP & Cruz EF.** Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings *Earthquake Spectra*, 5, 3, Aug. 1989, pages 571-590
- Rodriguez M.** A measure of the capacity of earthquake ground motion to damage structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1994: **23**: 627-643.

- Rodriguez ME.** Evaluation of seismic performance of buildings using a damage analysis approach. *Proceedings of 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*. 1998.
- Roufaiel MSL & Meyer C.** Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames. *Journal of Structural Engineering*. 1987: **113**(3): 429-444.
- Saragoni GR.** Response spectra and earthquake destructiveness. In *Proceedings 4<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, USA, 20-24 May 1990. EERI, 1990: 35-43.
- SEAOC Vision 2000 Committee.** Performance based seismic design engineering. *Report prepared by Structural Engineers Association of California*, Sacramento, USA. 1995
- Shabestari KT & Yamazaki F.** A proposal of new seismic intensity scale compatible with MMI evaluated from seismic records. *Proceedings of 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, 1998*.
- Sheu M-S, Hrong S-R & Lee C-T.** Damage assessment of low-rise RC shearwalls without boundary elements. *Proceedings of 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan*.
- Singhal A.** Stochastic seismic damage estimation in reinforced concrete frames. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
- Stephens JE & Yao JTP.** Damage assessment using response measurements. *Journal of Structural Engineering*. 1987: **113**(4): 787-801.
- Sucuoglu H & Erberik MA.** Influence of ground motion intensity parameters on elastic response spectra. *Proceedings of 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, 1998*.
- Sucuoglu H & Nurtug A.** Earthquake ground motion characteristics and seismic energy dissipation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1995: **24**: 1195-1213.
- Sunasaka Y & Kiremidjian AS.** A method for cumulative damage estimation from mainshock-aftershock earthquake sequences. *BLUME-105, John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Stanford, California, July 1993.
- Suzuki M & Ozaka Y.** Aseismic performance of reinforced concrete 2-story viaduct. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
- Suzuki M, Akakura Y, Adachi H, & Ozaka Y.** Evaluation of damage index for reinforced concrete structures. *Concrete Library of JSCE*. 1995: **26**: 1-17.
- Tembulkar JM & Nau JM.** Inelastic modeling and seismic energy dissipation. *Journal of Structural Engineering*. 1987: **113** (6): 1373-1377.
- Topole KG & Stubbs N.** Non-destructive damage evaluation of a structure from limited modal parameters. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1995: **24**: 1427-1436.
- Trifunac MD & Brady AG.** A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1975: **65**(3): 581-626.

- Trifunac MD & Novikova EI.** Duration of strong ground motion in terms of earthquake magnitude epicentral distance, site conditions and site geometry. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1994: **23**: 1023-1043.
- Trifunac MD & Novikova EI.** State of the art review on strong motion duration. *Proceedings of 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, 1995*.
- Trifunac MD & Westermo B.** A note on the correlation of frequency-dependent duration of strong earthquake ground motion with the modified Mercalli intensity and the geologic conditions at the recording stations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **67**(3).1977:917-927.
- Trifunac MD & Westermo BD.** Dependence of the duration of strong earthquake ground motion on magnitude, epicentral distance, geological conditions at the recording station and frequency of motion. *Inst. of Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Univ. of Skopje, Yugoslavia*, 59, 1978
- Trifunac MD & Westermo BD.** Duration of strong earthquake shaking. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1982: **1**(3):117-121.
- Tso WK, Zhu TJ & Heidebrecht AC.** Seismic energy demands on reinforced concrete moment-resistant frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1993: **22**: 533-545.
- Uang CM & Bertero VV.** Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1990: **19**: 77-90.
- Uang CM.** Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd factors for building seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, 1991: **117**(1):19-28.
- Veletsos AS & Newmark NM.** Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. II, 1960: 895-912.
- Vidic, T, Fajfar, P & Fischinger M.** Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1994: **23**: 507-521.
- Villaverde R.** Simplified response-spectrum seismic analysis of nonlinear structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 1996: **122** (3): 282-285.
- Villemure I & Sexsmith RG.** Structural identification by impact testing. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996.
- Wakabayashi M.** *Design of earthquake-resistant buildings*. McGraw-Hill, New York, 1986, 309 pages.
- Wang ML & Shah SP.** Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1987: **15**: 993-1003.
- Wen YK.** Method for random vibration of hysteretic systems. *Journal of Engineering Mechanics*. 1976: **102**(2): 249-263.
- Westermo, BD & Trifunac, MD.** Correlations of the frequency dependent duration of strong ground motion with the Modified Mercalli Intensity and the depth of sediments at the recording site. *Report (University of Southern California. Dept. of Civil Engineers) CE 79-01*, University of Southern California, Dept. of Civil Engineering, Los Angeles, Calif., 1979.

- Williams MS & Sexsmith RG.** Seismic damage indices for concrete structures: a state of the art review. *Earthquake Spectra*. 1995: **11**(2): 319-349.
- Williams MS, Villemure I & Sexsmith RG.** Evaluation of seismic indices for concrete elements loaded in combined shear and flexure. *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 3, May-June 1997: 315-322.
- Xenos A & Kappos AJ.** A distributed shear flexibility model for seismic damage assessment of reinforced concrete structures. *Proceedings of 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, 1998.
- Yamada M, Kawamura H, Tani A, Iwanaga K, Sakai Y, Nishikawa H & Masui A.** Fracture ductility of structural elements and of structures. *Proceedings of 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, August 2-9, 1988, Tokyo-Kyoto, Japan (4).
- Yamada M.** Fracture ductility of structural elements and of structures. In: *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, 2-9 August 1988. Vol.IV: paper 6-3-3.
- Yamada M.** Low cycle fatigue fracture limits of structural materials and structural elements. In *Testing of Metals for Structures*. Ed. FM Mazzolani. RILEM. 1992.
- Yao JTP.** Safety and reliability of existing structures. *Surveys in Structural Engineering and Structural Mechanics 2*, Pitman Advanced Publishing Program, Boston, 1985: 130 pages
- Yayong W & Minxian C.** Dependence of structural damage on the parameters of earthquake strong motion. *European Earthquake Engineering*, 1990: **1**: 13-23.
- Yèpez FM, Barbat AH & Canas JA.** A method to perform computer simulations of damage in buildings for seismic risk evaluations. *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, 23-28 June 1996. (677).
- Zahrah T & Hall J.** Earthquake energy absorption in SDOF structures. *Journal of Structural Engineering*. 1984: **110**(8): 1757-1772.
- Zhu TJ, Tso W K & Heidebrecht AC.** Effect of peak ground a/v ratio on structural damage. *Journal of Structural Engineering*. 1988: **114**: 1019-1037.