

Pier Paolo Rossi

COMPORTAMENTO SISMICO
DI EDIFICI PLANIMETRICAMENTE IRREGOLARI

Tesi di dottorato
XI ciclo

Dottorato di ricerca in Ingegneria delle strutture
Università degli studi di Catania
Facoltà di Ingegneria

Indice

Sommario

CAPITOLO 1

L'analisi elastica degli edifici asimmetrici	1
1.1 LO STUDIO DEL COMPORTAMENTO ELASTICO DI EDIFICI PLANIMETRICAMENTE IRREGOLARI	1
1.2 EQUAZIONI DEL MOTO	6
1.2.1 Il modello multipiano monosimmetrico	6
1.2.2 Il modello multipiano monosimmetrico a pianta semplificata.....	9
1.2.3 Il modello multipiano monosimmetrico torsionalmente disaccoppiato.....	10
1.2.4 Il modello monopiano monosimmetrico torsionalmente accoppiato	10
1.3 FREQUENZE E MODI DI VIBRARE	11
1.3.1 Il sistema monopiano torsionalmente accoppiato	13
1.4 ANALISI DELLA RISPOSTA	17
1.4.1 L'analisi modale del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato	18
1.4.1.1 Spostamenti modali	18
1.4.1.2 Forze laterali statiche equivalenti	18

1.4.1.3 Tagli di piano, momenti ribaltanti e momenti torcenti di piano modali	18
1.4.1.4 Sollecitazioni	19
1.4.2 L'analisi modale del sistema monopiano torsionalmente accoppiato	19
1.4.2.1 Spostamenti modali	19
1.4.2.2 Forze laterali statiche equivalenti	20
1.4.2.3 Tagli di piano, momenti ribaltanti e momenti torcenti di piano modali	20
1.5 L'ACCOPIAMENTO LATERO-TORSIONALE	22
1.5.1 Il sistema monopiano torsionalmente accoppiato	22
1.5.1.1 Le sollecitazioni.....	23
1.5.1.2 Gli spostamenti.....	27

CAPITOLO 2

L'analisi inelastica degli edifici asimmetrici29

2.1 LO STUDIO DEL COMPORTAMENTO INELASTICO DI EDIFICI PLANIMETRICAMENTE IRREGOLARI	29
2.2 PRIME OSSERVAZIONI SUL COMPORTAMENTO INELASTICO DI EDIFICI ASIMMETRICI	31
2.3 LA DISTRIBUZIONE DELLA RIGIDEZZA TORSIONALE	37
2.4 LA RIGIDEZZA TRASLAZIONALE DEGLI ELEMENTI ORTOGONALI	43
2.5 IL NUMERO DEGLI ELEMENTI RESISTENTI	46
2.6 ECCENTRICITÀ DELLE MASSE E DELLE RIGIDEZZE.....	49
2.7 L'ECCENTRICITÀ DELLE RESISTENZE	50
2.8 L'ECCENTRICITÀ STRUTTURALE	56
2.9 IL RAPPORTO TRA FREQUENZE TORSIONALI E TRASLAZIONALI DISACCOPIATE	58
2.10 IL FATTORE DI COMPORTAMENTO	60

CAPITOLO 3

Il modello di calcolo64

3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED INERZIALI	64
--	----

3.2	IMPLEMENTAZIONE DI UNA PROCEDURA AUTOMATICA PER LA RIPARTIZIONE DELLE RIGIDEZZE	65
3.2.1	Ripartizione delle rigidezze tra gli elementi resistenti orientati secondo l'asse longitudinale	67
3.2.2	Ripartizione delle rigidezze tra gli elementi resistenti orientati secondo l'asse trasversale	71

CAPITOLO 4

Le registrazioni accelerometriche	73
4.1 PREMessa.....	73
4.2 REGISTRAZIONI SISMICHE STORICHE	76
4.2.1 La rete accelerometrica italiana	77
4.2.1.1 La digitalizzazione	77
4.2.1.2 Il processamento.....	78
4.2.2 Caratteristiche delle registrazioni accelerometriche italiane	79
4.3 LA SCELTA DEI SEGNALI ACCELEROMETRICI: INDIVIDUAZIONE DELLE CARATTERISTICHE SPETTRALI DI ACCELEROGRAMMI NATURALI ITALIANI ..	81
4.4 ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI	86
4.5 LA GENERAZIONE DI ACCELEROGRAMMI ARTIFICIALI SPETTRO COMPATIBILI	96
4.5.1 Le caratteristiche degli accelerogrammi artificiali.....	101

CAPITOLO 5

Una procedura di progetto di edifici planimetricamente irregolari	103
5.1 IL RUOLO DELL'ANALISI STRUTTURALE NELLA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI ASIMMETRICI	103
5.2 LA RICERCA DI UNA FORMULA DI PROGETTO DELLE RESISTENZE	111
5.3 L'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DI PROGETTO	113
5.4 L'ANALISI PARAMETRICA	124
5.4.1 Caratteristiche geometriche ed inerziali del modello di calcolo.....	124
5.4.2 Livelli e distribuzioni di rigidezze e resistenze	125
5.5 DIPENDENZA DELL'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DI PROGETTO DALL'ECCENTRICITÀ STRUTTURALE	126

5.6	DIPENDENZA DELL'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DAI PARAMETRI DI PROGETTO	130
5.7	LA FORMULAZIONE PROPOSTA DELL'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DI PROGETTO	137
5.8	CONTROLLO DELLA PROCEDURA PROPOSTA	141
5.9	LE RESISTENZE DEI MODELLI PROGETTATI SECONDO LA PROCEDURA PROPOSTA.....	147

CAPITOLO 6

La risposta di sistemi con eccentricità generalizzata153

6.1	I SISTEMI CON ECCENTRICITÀ GENERALIZZATA	153
6.2	IL MODELLO DI CALCOLO	154
6.3	LE ANALISI NUMERICHE	154
6.4	RISULTATI	155
6.4.1	Le richieste di duttilità	156
6.4.2	Le resistenze	165
6.4.3	Gli spostamenti.....	174

CAPITOLO 7

La risposta di sistemi asimmetrici ad eccitazione sismica bidirezionale.....181

7.1	IL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI ASIMMETRICI SOTTOPOSTI AD ECCITAZIONE SISMICA BIDIREZIONALE.....	181
7.2	IL MODELLO DI CALCOLO	182
7.3	LE ANALISI NUMERICHE	183
7.4	RISULTATI	184

Conclusioni

Appendice A.....A1

Riferimenti bibliografici

SOMMARIO

Le strutture caratterizzate da differenti posizioni dei centri delle masse e delle rigidezze, sollecitate da eventi sismici, sviluppano contemporaneamente moti traslatori e rotatori. Come risultato dell'accoppiamento latero-torsionale, le sollecitazioni indotte negli elementi resistenti (telai, pareti, ecc.) differiscono da quelle presenti negli stessi elementi dei corrispondenti edifici torsionalmente bilanciati, dotati di centri delle masse e delle rigidezze coincidenti.

Il comportamento elastico degli edifici planimetricamente irregolari è stato studiato nel passato da numerosi ricercatori. Le conclusioni cui essi sono pervenuti hanno definito con chiarezza l'influenza dei parametri dinamici dei sistemi asimmetrici sulla risposta elastica ad eccitazioni sismiche. La naturale estensione di tali studi a sistemi a comportamento inelastico ha invece comportato notevoli difficoltà. Infatti, mentre la risposta elastica dei sistemi asimmetrici è governata da un numero di parametri ragionevolmente ridotto, la risposta in campo inelastico dipende anche dalla resistenza complessiva del sistema, dalla sua distribuzione tra gli elementi strutturali nonché dalla posizione degli elementi stessi.

Malgrado il notevole sforzo profuso dai ricercatori nello studio del comportamento inelastico degli edifici planimetricamente irregolari, la coesistenza di approcci diversi al problema nonché la definizione di modelli matematici o di metodi di progettazione differenti ha dato luogo a risultati e conclusioni non sempre facilmente confrontabili. La mancanza di una generale convergenza nel definire il comportamento

strutturale ad eccitazioni sismiche non ha consentito di stabilire, conseguentemente, valide indicazioni progettuali per un razionale controllo del danneggiamento strutturale e non strutturale.

Allo scopo di indurre impegni plastici negli elementi strutturali dei sistemi asimmetrici non superiori a quelli dei corrispondenti sistemi torsionalmente bilanciati, le tradizionali procedure di progetto delle resistenze degli elementi strutturali necessitano di opportune modifiche. Nell'approccio al problema seguito in questo lavoro, le modifiche si esplicano nella definizione, in fase di progetto, di posizioni del baricentro delle masse diverse da quelle nominali.

Tale procedura consente di progettare correttamente gli edifici planimetricamente irregolari allo stato limite ultimo attraverso una duplice applicazione dell'analisi modale: una prima volta considerando le reali posizioni dei centri delle masse e delle rigidezze ed una seconda volta spostando il centro delle masse verso quello delle rigidezze, di una quantità definita *eccentricità correttiva di progetto*, per stimare più accuratamente l'effetto dell'accoppiamento latero-torsionale in campo inelastico. Nell'ipotesi in cui lo spettro di progetto elastico relativo a terremoti con basso periodo di ritorno sia, nel campo dei periodi di interesse, inferiore in ordinate a quello inelastico definito per eventi sismici con alto periodo di ritorno, la progettazione eseguita con analisi modale garantisce un corretto comportamento strutturale anche nei confronti di eventi sismici con basso periodo di ritorno.

Un'analisi numerica condotta su modelli asimmetrici caratterizzati da ampi campi di variazione dei parametri di progetto consente di proporre una formulazione analitica dell'eccentricità correttiva di progetto atta a limitare la massima duttilità degli elementi resistenti a valori compatibili con i maggiori costi strutturali imposti da un aumento di resistenza degli elementi stessi.

Il modello di edificio semplificato oggetto delle analisi numeriche, utilizzato dalla maggior parte degli studiosi del settore, presenta una notevole semplicità di utilizzo per la riduzione dei gradi di libertà dinamici considerati. Esso è dotato infatti di un unico piano ed è simmetrico intorno ad un asse. Gli elementi resistenti sono disposti secondo una griglia di assi ortogonali e presentano rigidezza e

resistenza unicamente nel proprio piano. Il modello numerico è sottoposto ad un insieme di trenta accelerogrammi, prima naturali e poi artificiali, scalati in modo tale da presentare caratteristiche elastiche omogenee.

La risposta strutturale è valutata con riferimento a valori realistici dell'eccentricità strutturale, del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, del fattore di comportamento e del periodo di vibrazione laterale disaccoppiato.

La procedura di progettazione è quindi verificata con riferimento a sistemi con eccentricità sia delle masse che delle rigidezze. Per tali sistemi sono determinati anche gli incrementi dei costi strutturali nonché le variazioni degli spostamenti degli elementi strutturali rispetto a quelli dei corrispondenti elementi degli schemi torsionalmente bilanciati.

La verifica della procedura di progettazione proposta è estesa successivamente a sistemi con contemporanea eccentricità delle masse e delle rigidezze dal centro geometrico dell'impalcato così da simulare condizioni più realistiche delle posizioni dei centri delle masse e delle rigidezze.

Infine, con riferimento a due gruppi di trenta accelerogrammi generati artificialmente e compatibili con lo spettro proposto dall'Eurocodice 8 per terreni duri e scalato ad un'accelerazione di 0.35 g, si è valutata la risposta di sistemi progettati secondo la procedura proposta e sottoposti ad eccitazione sismica bidirezionale, onde stimare la differenza di risposta dovuta a valori crescenti dell'intensità della componente sismica trasversale, parallela all'asse di simmetria del modello.

Capitolo 1

L'ANALISI ELASTICA DEGLI EDIFICI ASIMMETRICI

1.1 LO STUDIO DEL COMPORTAMENTO ELASTICO DI EDIFICI PLANIMETRICAMENTE IRREGOLARI

L'analisi della risposta elastica di edifici multipiano planimetricamente irregolari sollecitati da eccitazione sismica alla base ha rappresentato, nella seconda metà del corrente secolo, argomento di numerosi studi volti alla comprensione dell'influenza delle caratteristiche elastiche degli edifici asimmetrici sul loro comportamento strutturale. Nell'ambito di tale ricerca la risposta di schemi multipiano è spesso analizzata attraverso modelli semplificati che si dimostrano sufficienti, tramite una combinazione delle loro singole risposte, a rappresentare il comportamento di una speciale classe di edifici multipiano asimmetrici^{1,2}. Tale possibilità è discussa, alla fine degli anni settanta, da Kan e Chopra³ relativamente ad una particolare categoria di edifici multipiano asimmetrici "shear type", sottoposti ad eccitazioni sismiche caratterizzate da uno spettro di risposta elastica regolare nella forma. Essi dimostrano che la risposta di tali edifici è analizzabile attraverso sistemi strutturali semplificati, l'uno costituito da un modello multipiano torsionalmente disaccoppiato a comportamento piano, l'altro da un sistema monopiano a comportamento spaziale avente lo stesso valore di eccentricità strutturale, normalizzata rispetto al raggio d'inerzia delle masse, e l'identico

rapporto tra frequenze rotazionali e traslazionali disaccoppiate dell'edificio asimmetrico multipiano oggetto di studio.

L'analisi così eseguita, attraverso sviluppi numerici non complicati, consente di analizzare schemi strutturali che presentano caratteristiche geometriche ed elastiche comuni a molti edifici multipiano reali. Tali proprietà sinteticamente si riassumono nella presenza di impalcati rigidi nel proprio piano, nella disposizione di pilastri o di pareti ripetuti identicamente a tutti i piani ed in un unico rapporto delle rigidezze di piano nelle direzioni principali. Con riferimento ad una schematizzazione degli edifici consistente in impalcati rigidi supportati da pilastri o pareti assialmente inestensibili, la predetta speciale classe di edifici soddisfa alle seguenti condizioni: (1) gli assi principali di rigidezza di tutti i piani sono identicamente orientati; (2) i baricentri delle masse di tutti gli impalcati sono disposti su di un asse verticale; (3) i baricentri delle rigidezze di tutti i piani sono anch'essi disposti su di un asse verticale (diverso dall'asse dei centri delle masse perché l'edificio sia asimmetrico); (4) tutti i piani sono caratterizzati da uno stesso raggio d'inerzia delle masse intorno ad un asse verticale passante per il centro delle masse e (5) i rapporti delle rigidezze, traslazionali e rotazionali, sono indipendenti dal piano considerato.

Lo studio dei sistemi è usualmente condotto tramite analisi modale, con combinazione dei contributi forniti dai diversi modi di vibrazione agli enti di risposta ricercati secondo una formula di combinazione quadratica completa⁴. La semplificazione operata produce, nell'ipotesi di eccitazione sismica in fase alla base dell'edificio, risultati "esatti" nella previsione della massima risposta offerta dai sistemi ad accelerogrammi caratterizzati da spettri elastici di risposta con forma piana o iperbolica mentre genera risultati non rigorosi, ma comunque notevolmente accurati, per spettri di risposta di forma regolare arbitraria⁵. La scelta degli spettri di risposta di forma iperbolica e piana è indotta dall'analogo andamento presentato, nel campo dei periodi di vibrazione medio-alti, dagli spettri di risposta elastica proposti da numerose normative per la caratterizzazione della risposta sismica. Gli spettri di forma piana e iperbolica inoltre inducono ad una estrema semplicità di formulazione delle massime risposte prodotte in sistemi planimetricamente irregolari. In

tali ipotesi, infatti, le risposte strutturali, normalizzate rispetto a quelle dei corrispondenti sistemi torsionalmente disaccoppiati, non dipendono dalle singole frequenze dei sistemi accoppiati ma unicamente dai rapporti tra le frequenze accoppiate e disaccoppiate dei sistemi asimmetrici.

La semplificazione descritta, valida per edifici schematizzabili come strutture "shear type" è successivamente estesa da Hejal e Chopra⁶ ad edifici dotati di telai, pilastri e pareti per i quali l'ideale schematizzazione "shear type" risulta inadeguata. Hejal e Chopra definiscono una speciale classe di edifici che consente di stabilire comunque ad ogni piano la posizione del centro delle rigidezze e che presenta le seguenti caratteristiche: (1) i baricentri delle masse di tutti i piani giacciono su un asse verticale; (2) gli elementi resistenti sono collegati ad ogni piano da un impalcato rigido e sono disposti in pianta in modo tale da formare con gli assi principali d'inerzia una griglia di rette ortogonali; (3) le matrici di rigidezza laterale degli elementi resistenti, valutate con riferimento ad una stessa direzione principale, sono proporzionali tra loro.

Per sistemi che soddisfano le ultime due condizioni si dimostra che i baricentri delle rigidezze risultano allineati in verticale cosicché la distanza tra baricentri delle masse e delle rigidezze, definita *eccentricità strutturale*, risulta uguale ad ogni piano.

Lo sviluppo analitico della scomposizione dei valori modali della risposta di edifici multipiano asimmetrici, eseguito da Hejal e Chopra, interessa un modello appartenente alla classe descritta che soddisfa l'ulteriore condizione che i due insiemi di elementi resistenti disposti nelle direzioni principali abbiano matrici di rigidezza laterale proporzionali tra loro. Gli studi intrapresi considerano inoltre, per semplicità, modelli multipiano dotati di simmetria rispetto ad un asse, anche se gli sviluppi analitici che conducono alla semplificazione da essi descritta sono facilmente adattabili a sistemi non dotati di assi di simmetria.

Lo studio di edifici a pianta complessa è inoltre trascurato⁶ poiché si dimostra che strutture con differenti geometrie presentano uguali risposte elastiche se per esse sono identici (1) il rapporto tra eccentricità strutturale e raggio d'inerzia delle masse, (2) le matrici di rigidezza laterali nella direzione di azione sismica, (3) il rapporto tra frequenze di

saccoppiate torsionali e traslazionali, (4) le masse ed il fattore di smorzamento.

Lo studio della risposta sismica di edifici planimetricamente irregolari è pertanto, per semplicità, ricondotto a quello di edifici multipiano appartenenti alla speciale classe descritta caratterizzati da simmetria rispetto ad un asse e dotati di pianta di forma rettangolare (Fig. 1.1). La schematizzazione prevede i baricentri delle masse posizionati, ai vari piani, in corrispondenza dei centri geometrici degli impalcati. Essa dunque considera l'eccentricità strutturale realizzata tramite posizioni del centro delle rigidezze eccentriche rispetto al centro geometrico dell'impalcato. La struttura ipotizzata da Hejal e Chopra è costituita da tre telai piani, due dei quali disposti simmetricamente rispetto all'asse ortogonale alla direzione di azione del sisma ed il terzo, disposto ortogonalmente a questi, situato ad una distanza dal centro geometrico eguale all'eccentricità strutturale. I telai, dotati di una sola campata e di altezza di piano costante, presentano resistenza e rigidezza unicamente nel proprio piano e sono costituiti da travi e pilastri, a sezione costante, aventi ognuno uno stesso valore di rigidezza flessionale. Sono inoltre trascurate le deformazioni assiali e taglianti nonché la rigidezza torsionale degli elementi intorno ai propri assi baricentrici. Il fattore di smorzamento è infine assunto eguale per ogni modo di vibrazione.

Al fine di chiarire analiticamente la relazione esistente tra risposte di schemi multipiano asimmetrici e modelli semplificati, si ripropongono, nel prosieguo, i passi della ricerca che hanno permesso di analizzare i valori massimi della risposta elastica di edifici multipiano asimmetrici attraverso lo studio di modelli semplificati multipiano a comportamento puramente traslatorio e monopiano a comportamento spaziale. Sono inoltre discussi i principali risultati dell'accoppiamento latero-torsionale di modelli monopiano asimmetrici in campo elastico mentre, per brevità di trattazione, sono omessi quelli relativi al comportamento finale di sistemi multipiano asimmetrici, ampiamente riportati in bibliografia ed estranei agli obiettivi del presente studio.

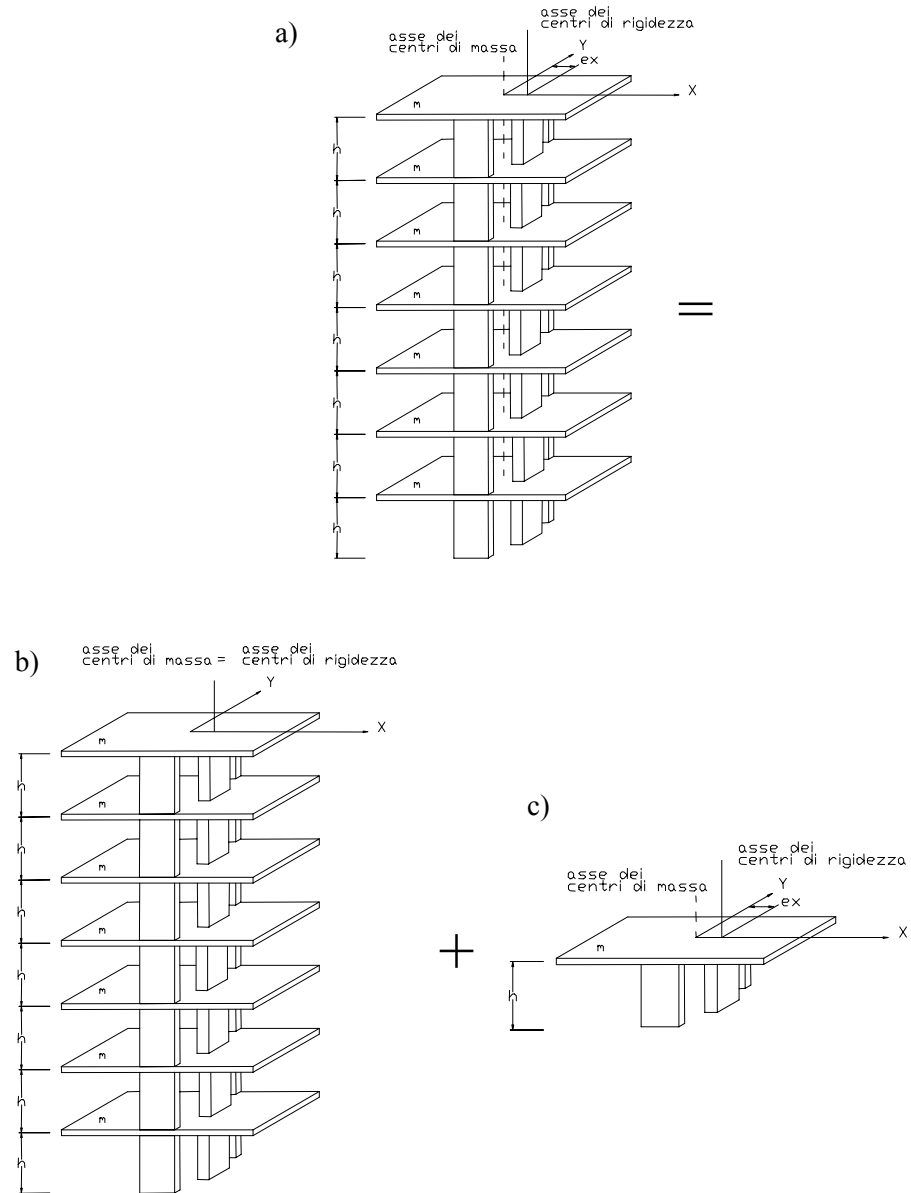


Fig. 1.1 Classe speciale di edifici multipiano a pianta semplificata:
 (a) modello multipiano asimmetrico; (b) modello multipiano torsionalmente
 bilanciato; (c) modello monopiano asimmetrico

1.2 EQUAZIONI DEL MOTO

1.2.1 Il modello multipiano monosimmetrico

Il modello multipiano asimmetrico, soggetto ad eccitazione sismica lungo l'asse y (Fig. 1.1-a), presenta in corrispondenza di ogni impalcato due gradi di libertà dinamici: la traslazione lungo l'asse y e la rotazione intorno ad un asse verticale. Il vettore spostamento \mathbf{u} del sistema è:

$$\mathbf{u}^T = \langle \mathbf{u}_y^T; r_m \mathbf{u}_\theta^T \rangle \quad (1.1)$$

dove:

\mathbf{u}_y è il vettore degli spostamenti secondo l'asse y del centro di massa degli impalcati rispetto al terreno, \mathbf{u}_θ è il vettore delle rotazioni d'impalcato intorno ad un asse verticale ed r_m è il raggio d'inerzia delle masse intorno ad un asse verticale passante per il centro di massa.

La matrice di rigidezza dell'edificio idealizzato, valutata rispetto ai gradi di libertà del sistema, è definita da:

$$\mathbf{K} = \sum_i \mathbf{K}_i \quad (1.2)$$

dove \mathbf{K}_i rappresenta il contributo del telaio i -esimo alla matrice di rigidezza dell'edificio.

Per ogni telaio è inizialmente considerato un grado di libertà traslazionale per ogni impalcato ed un grado di libertà rotazionale per ogni nodo. La scelta così effettuata dei gradi di libertà consente di calcolare la matrice di rigidezza completa del telaio con riferimento ai gradi di libertà definiti. L'ipotesi di assenza di momenti concentrati applicati in corrispondenza dei nodi permette, infine, di effettuare una condensazione statica dei gradi di libertà dinamici rendendo possibile la definizione della matrice laterale dell' i -esimo telaio, denotata con \mathbf{k}_{xi} e \mathbf{k}_{yi} , rispettivamente per telai disposti secondo l'asse x o y .

Il contributo del telaio i -esimo alla matrice di rigidezza dell'edificio è dunque:

$$\mathbf{K}_i = \mathbf{a}_{xi}^T \mathbf{k}_{xi} \mathbf{a}_{xi} \quad \text{o} \quad \mathbf{K}_i = \mathbf{a}_{yi}^T \mathbf{k}_{yi} \mathbf{a}_{yi} \quad (1.3)$$

a seconda dell'orientamento del telaio piano.

Le matrici di trasformazione \mathbf{a}_{xi} e \mathbf{a}_{yi} , che pongono in relazione i gradi di libertà traslazionali dell'i-esimo telaio con i gradi di libertà del sistema complessivo sono:

$$\mathbf{a}_{xi} = [\mathbf{0}; -(y_i / r_m) \mathbf{I}] \quad \mathbf{a}_{yi} = [\mathbf{I}; (x_i / r_m) \mathbf{I}] \quad (1.4)$$

dove x_i e y_i rappresentano le distanze, dal centro di massa, dell'i-esimo telaio orientato secondo gli assi y ed x rispettivamente; \mathbf{I} e $\mathbf{0}$ sono invece matrici unitarie e nulle di dimensione N eguale al numero di impalcati. Le relazioni (1.3) e (1.4) sostituite nella (1.2) consentono di ottenere la matrice di rigidezza dell'edificio nella seguente forma:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & \frac{1}{r_m} \mathbf{K}_{y\theta} \\ \frac{1}{r_m} \mathbf{K}_{\theta y} & \frac{1}{r_m^2} \mathbf{K}_{\theta} \end{bmatrix} \quad (1.5)$$

dove:

$$\mathbf{K}_y = \sum_i \mathbf{k}_{yi} \quad (1.6)$$

$$\mathbf{K}_{y\theta} = \mathbf{K}_{\theta y} = \sum_i x_i \mathbf{k}_{yi} \quad (1.7)$$

$$\mathbf{K}_{\theta} = \sum_i (x_i^2 \mathbf{k}_{yi} + y_i^2 \mathbf{k}_{xi}) \quad (1.8)$$

La matrice di rigidezza \mathbf{K} ricavabile dalle equazioni (1.5) (1.6) (1.7) e (1.8) è rappresentativa di ogni altro edificio asimmetrico con disposizione ortogonale degli elementi resistenti.

Essendo i telai orientati in direzione y dotati di matrici di rigidezza laterale proporzionali, si dimostra che $\mathbf{K}_{y\theta}$ è proporzionale a \mathbf{K}_y .

Se vale infatti la relazione:

$$\mathbf{k}_{yi} = C_{yi} \mathbf{k} \quad (1.9)$$

dove \mathbf{k} è la matrice di rigidezza caratteristica dei telai e C_{yi} è la costante di proporzionalità per il telaio i-esimo, allora:

$$\mathbf{K}_y = (\sum_i C_{yi}) \mathbf{k} = C_y \mathbf{k} \quad (1.10)$$

$$\mathbf{K}_{y\theta} = \mathbf{K}_{\theta y} = \left(\sum_i C_{yi} x_i \right) \mathbf{k} = C_{y\theta} \mathbf{k} = \frac{C_{y\theta}}{C_y} \mathbf{K}_y \quad (1.11)$$

Si dimostra inoltre⁶ che la costante di proporzionalità, che pone in relazione $\mathbf{K}_{y\theta}$ e \mathbf{K}_y , è eguale all'eccentricità strutturale nella direzione dell'asse y :

$$e_s = \frac{C_{y\theta}}{C_y} = \frac{\sum_i C_{yi} x_i}{\sum_i C_{yi}} \quad (1.12)$$

Se l'edificio multipiano è monosimmetrico con eccentricità strutturale in direzione dell'asse y , la matrice di rigidezza assume la forma:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y \\ \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y & \frac{1}{r_m^2} \mathbf{K}_\theta \end{bmatrix} \quad (1.13)$$

Se, come ipotizzato, anche i telai orientati nella direzione dell'asse x presentano matrici di rigidezza laterale proporzionali, tali cioè che:

$$\mathbf{k}_{xi} = C_{xi} \mathbf{k} \quad (1.14)$$

e se le matrici di rigidezza laterali nelle direzioni principali sono proporzionali, la rigidezza torsionale si può esprimere come:

$$\mathbf{K}_\theta = \left(\sum_i C_{yi} x_i^2 + C_{xi} y_i^2 \right) \mathbf{k} = C_\theta \mathbf{k} = \frac{C_\theta}{C_y} \mathbf{K}_y = \left(e_s^2 + \frac{C_{\theta R}}{C_y} \right) \mathbf{K}_y \quad (1.15)$$

dove:

$$\frac{C_{\theta R}}{C_y} = \frac{C_\theta}{C_y} - e_s^2 \quad (1.16)$$

La matrice di rigidezza (1.13) può essere dunque rappresentata nella forma:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y \\ \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y & \left[\left(\frac{e_s}{r_m} \right)^2 + \frac{C_{\theta R}}{r_m^2 C_y} \right] \mathbf{K}_y \end{bmatrix} \quad (1.17)$$

Le equazioni del moto non smorzato dell'edificio multipiano monosimmetrico, soggetto ad eccitazione sismica alla base agente in direzione y e soddisfacente le ipotesi di cui si è riferito, sono infine espresse dalla relazione:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_y(t) \\ r_m \ddot{u}_\theta(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_y & \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y \\ \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y & \left[\left(\frac{e_s}{r_m} \right)^2 + \frac{C_{\theta R}}{r_m^2 C_y} \right] \mathbf{K}_y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_y(t) \\ r_m u_\theta(t) \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{m} \mathbf{I} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} a_{gy}(t) \quad (1.18)$$

avendo indicato con \mathbf{m} la matrice di massa diagonale.

1.2.2 Il modello multipiano monosimmetrico a pianta semplificata

Per il sistema multipiano monosimmetrico a pianta semplificata di Fig. 1.1-a le equazioni (1.6) (1.7) e (1.8) si specializzano in:

$$\mathbf{K}_y = \mathbf{k}_{y1} \quad (1.19)$$

$$\mathbf{K}_{y\theta} = \mathbf{K}_{\theta y} = e_s \mathbf{K}_y \quad (1.20)$$

$$\mathbf{K}_\theta = e_s^2 \mathbf{k}_{y1} + 2y_2^2 \mathbf{k}_{x2} \quad (1.21)$$

La matrice di rigidezza del sistema, ottenuta sostituendo le equazioni (1.20) e (1.21) in (1.13), è dunque:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{y1} & \frac{e_s}{r_m} \mathbf{k}_{y1} \\ \frac{e_s}{r_m} \mathbf{k}_{y1} & \left(\frac{e_s}{r_m} \right)^2 \mathbf{k}_{y1} + 2 \left(\frac{y_2}{r_m} \right)^2 \mathbf{k}_{x2} \end{bmatrix} \quad (1.22)$$

Le equazioni del moto non smorzato del sistema multipiano monosimmetrico a pianta semplificata assumono allora l'aspetto:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_y(t) \\ r_m \ddot{u}_\theta(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{y1} & \frac{e_s}{r_m} \mathbf{k}_{y1} \\ \frac{e_s}{r_m} \mathbf{k}_{y1} & \left(\frac{e_s}{r_m} \right)^2 \mathbf{k}_{y1} + 2 \left(\frac{y_2}{r_m} \right)^2 \mathbf{k}_{x2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_y(t) \\ r_m u_\theta(t) \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{m} \mathbf{I} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} a_{gy}(t) \quad (1.23)$$

Le matrici di rigidezza (1.17) e (1.22) del generico edificio multipiano monosimmetrico e dell'edificio multipiano monosimmetrico a pianta semplificata sono eguali sempre che il rapporto e_s/r_m di eccentricità strutturale e le matrici di rigidezza laterali siano identici. L'uguaglianza delle masse comporta anche l'uguaglianza delle equazioni del moto (1.18) e (1.23) non smorzato dei due sistemi.

1.2.3 Il modello multipiano monosimmetrico torsionalmente disaccoppiato

Se i baricentri delle masse e delle rigidezze del modello multipiano analizzato sono assunti coincidenti l'edificio non è sottoposto a moti rotatori d'impalcato, purché sottoposto ad eccitazioni sismiche in fase alla base. Le equazioni del moto non smorzato del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato (Fig. 1.1-b) si deducono facilmente da quelle dell'analogo sistema multipiano torsionalmente accoppiato descritto in §1.2.2 :

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{v}}_0(t) + \mathbf{K}_y \mathbf{v}_0(t) = -\mathbf{m} \mathbf{I} a_{gy}(t) \quad (1.24)$$

essendo $\mathbf{v}_0(t)$ il vettore degli spostamenti laterali d'impalcato.

1.2.4 Il modello monopiano monosimmetrico torsionalmente accoppiato

Le equazioni del moto non smorzato del sistema monopiano torsionalmente accoppiato (Fig. 1.1-c) soggetto ad azione sismica alla base lungo l'asse y sono:

$$\begin{Bmatrix} \ddot{u}_y(t) \\ r_m \ddot{u}_\theta(t) \end{Bmatrix} + \omega_y^2 \begin{bmatrix} 1 & \frac{e_s}{r_m} \\ \frac{e_s}{r_m} & \frac{K_\theta}{r_m^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_y(t) \\ r_m u_\theta(t) \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} a_{gy}(t) \quad (1.25)$$

avendo indicato con ω_y la frequenza di vibrazione traslatoria del corrispondente sistema monopiano torsionalmente disaccoppiato, avente i centri di massa e di rigidezza coincidenti.

1.3 FREQUENZE E MODI DI VIBRARE

Le frequenze proprie di vibrazione e le forme modali del sistema ad N piani, monosimmetrico descritto in §1.2.1, sono soluzioni del problema agli autovalori di ordine $2N$ associato alle equazioni :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_y - \omega^2 \mathbf{m} & \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y \\ \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y & \left[\left(\frac{e_s}{r_m} \right)^2 + \frac{C_{\theta R}}{r_m^2 C_y} \right] \mathbf{K}_y - \omega^2 \mathbf{m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_y \\ \phi_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (1.26)$$

Tali soluzioni possono essere espresse come combinazioni delle frequenze e dei modi di vibrazione del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato e del sistema monopiano torsionalmente accoppiato associati al sistema multipiano monosimmetrico analizzato.

Le forme modali del sistema multipiano monosimmetrico sono deducibili dalle forme modali dei due sistemi semplificati descritti, mediante la seguente relazione:

$$\phi = \begin{Bmatrix} \phi_y \\ \phi_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_y \psi_j \\ \alpha_\theta \psi_j \end{Bmatrix} \quad (1.27)$$

dove:

α_y e α_θ sono le componenti degli autovettori del sistema monopiano torsionalmente accoppiato e ψ_j sono le componenti degli autovettori del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato.

Il sistema (1.26) si riscrive così nella forma:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_y - \omega^2 \mathbf{m} & \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y \\ \frac{e_s}{r_m} \mathbf{K}_y & \left[\left(\frac{e_s}{r_m} \right)^2 + \frac{C_{\theta R}}{r_m^2 C_y} \right] \mathbf{K}_y - \omega^2 \mathbf{m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_y \psi_j \\ \alpha_\theta \psi_j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (1.28)$$

Per il sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato, che presenta eccentricità strutturale nulla, le componenti traslatorie e rotatorie del moto sono disaccoppiate. Il sistema di equazioni (1.28) diventa dunque:

$$\begin{aligned}
& (\mathbf{K}_y - \omega_{yj}^2 \mathbf{m}) \boldsymbol{\psi}_j = \mathbf{0} \\
& \left[\frac{C_{\theta R}}{r_m^2 C_y} \mathbf{K}_y - \omega_{\theta j}^2 \mathbf{m} \right] \boldsymbol{\psi}_j = \mathbf{0}
\end{aligned} \tag{1.29}$$

essendo ω_{yj} e $\omega_{\theta j}$ le frequenze traslazionali e torsionali del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato.

Dalle (1.29) risulta che le frequenze traslazionali e torsionali sono legate dalla relazione

$$\Omega_\theta = \frac{\omega_{\theta j}}{\omega_{yj}} = \sqrt{\frac{C_{\theta R}}{r_m^2 C_y}} \tag{1.30}$$

e che il rapporto tra la j-esima frequenza torsionale e la j-esima frequenza traslazionale disaccoppiata non dipende dal valore di j.

Sostituendo le (1.29) nel sistema di equazioni (1.28) e premoltiplicando per $(1/\omega_{yj}^2) \boldsymbol{\psi}_j^T$ si ottiene:

$$\left[\begin{array}{cc} 1 - \bar{\omega}^2 & \frac{e_s}{r_m} \\ \frac{e_s}{r_m} & \left(\frac{e_s}{r_m} \right)^2 + \Omega_\theta^2 - \bar{\omega}^2 \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \alpha_y \\ \alpha_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \tag{1.31}$$

avendo indicato con $\bar{\omega} = \omega / \omega_{yj}$ il rapporto tra la frequenza propria di vibrazione del sistema multipiano torsionalmente accoppiato e quella j-esima traslazionale del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato.

Il sistema (1.31) è interpretabile fisicamente come problema agli autovalori associato ad un sistema monopiano torsionalmente accoppiato. Le frequenze ω_θ e ω_y , presenti nel rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, rappresentano le frequenze di vibrazione torsionali e traslazionali del corrispondente sistema monopiano torsionalmente disaccoppiato caratterizzato da una frequenza traslatoria ω_y eguale alla j-esima frequenza traslatoria ω_{yj} del sistema multipiano torsionalmente accoppiato analizzato ed avente, in comune con questo, uno stesso valore dell'eccentricità normalizzata e_s/r_m ed un eguale rapporto Ω_θ di frequenze disaccoppiate torsionali e traslazionali.

Le frequenze naturali ω_{nj} e le forme modali ϕ_{nj} dell'edificio multipiano torsionalmente accoppiato, appartenente alla speciale classe di edifici descritta e soddisfacente l'ulteriore condizione che le matrici di rigidezza traslanti dei telai siano proporzionali, espresse tramite le frequenze naturali e le forme modali dei corrispondenti schemi semplificati:

$$\omega_{nj} = \bar{\omega}_n \omega_{yj} \quad (1.32)$$

e

$$\phi_{nj} = \begin{Bmatrix} \phi_{ynj} \\ \phi_{\theta nj} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \alpha_{yn} \psi_j \\ \alpha_{\theta n} \psi_j \end{Bmatrix} \quad n = 1, 2 \quad j = 1, \dots, N \quad (1.33)$$

sono, dunque, soluzioni del problema agli autovalori definito in (1.26).

Le relazioni (1.32) e (1.33) mostrano pertanto la possibilità di calcolare le forme modali ϕ_{nj} del sistema multipiano torsionalmente accoppiato esaminato attraverso la conoscenza della n-esima frequenza naturale normalizzata $\bar{\omega}_n$ e della corrispondente forma modale α_n del sistema monopiano torsionalmente accoppiato in unione con la conoscenza della j-esima frequenza naturale ω_{yj} e della corrispondente forma modale ψ_j del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato.

La semplificazione è possibile unicamente se il modello definito appartiene alla speciale classe di edifici descritta, se le matrici di rigidezza traslanti dei telai sono proporzionali. In caso contrario la matrice di rigidezza assume l'aspetto (1.13) e la semplificazione mostrata non è più giustificata.

1.3.1 Il sistema monopiano torsionalmente accoppiato

Le frequenze di vibrazione e le forme modali del sistema monopiano torsionalmente accoppiato, ricavate dalla soluzione del problema agli autovalori (1.31), sono fornite in forma chiusa dalle seguenti espressioni:

$$\bar{\omega}_n \equiv \frac{\omega_n}{\omega_y} = \left[\frac{1 + (e_s/r_m)^2 + \Omega_\theta^2}{2} \pm \sqrt{\left[\frac{1 + (e_s/r_m)^2 - \Omega_\theta^2}{2} \right]^2 + (e_s/r_m)^2 \Omega_\theta^2} \right]^{1/2} \quad (1.34)$$

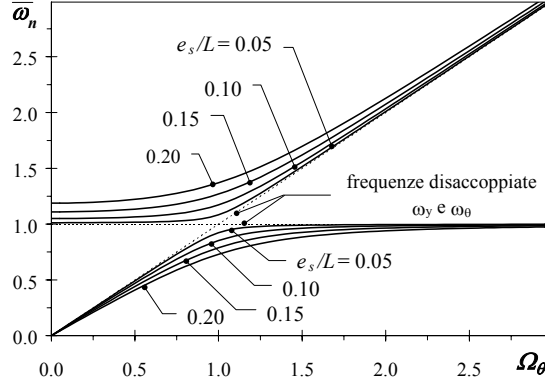


Fig. 1.2 Frequenze naturali di vibrazione normalizzate del sistema monopiano torsionalmente accoppiato

$$\alpha_n = \begin{Bmatrix} \alpha_{yn} \\ \alpha_{\theta n} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\sqrt{(e_s/r_m)^2 + (1 - \bar{\omega}_n^2)}} \begin{Bmatrix} -e_s/r_m \\ 1 - \bar{\omega}_n^2 \end{Bmatrix} \quad n = 1, 2 \quad (1.35)$$

dove le forme modali sono normalizzate in modo tale che:

$$\alpha_n^T \alpha_n = \alpha_{yn}^2 + \alpha_{\theta n}^2 = 1 \quad (1.36)$$

Con riferimento ad un sistema monopiano torsionalmente accoppiato di pianta rettangolare di dimensioni $B \times L$ eguali a 12.5×29.5 m (§5.4), sono mostrati in Fig. 1.2 i valori delle frequenze naturali normalizzate $\bar{\omega}_n$, al variare del rapporto Ω_θ tra frequenze disaccoppiate, per valori diversi dell'eccentricità strutturale normalizzata e_s/L (0.05, 0.10, 0.15, 0.20), essendo L la dimensione del lato dell'edificio nella direzione dell'eccentricità strutturale. Il raggio d'inerzia delle masse r_m , valutato rispetto al centro delle masse, è assunto costante nelle elaborazioni e corrispondente all'ipotesi di uniforme distribuzione delle masse sull'impalcato.

Dalla figura in oggetto si evince chiaramente che le frequenze accoppiate, in corrispondenza di bassi valori di e_s/r_m e quindi di e_s/L , sono prossime alle relative frequenze disaccoppiate. Queste ultime costituiscono i limiti superiori ed inferiori delle frequenze accoppiate. All'aumentare del rapporto e_s/r_m , la frequenza fondamentale ω_1 aumenta assumendo valori inferiori alle frequenze disaccoppiate ω_y e ω_θ mentre la seconda frequenza ω_2 aumenta superando i suddetti valori. Per sistemi torsio-

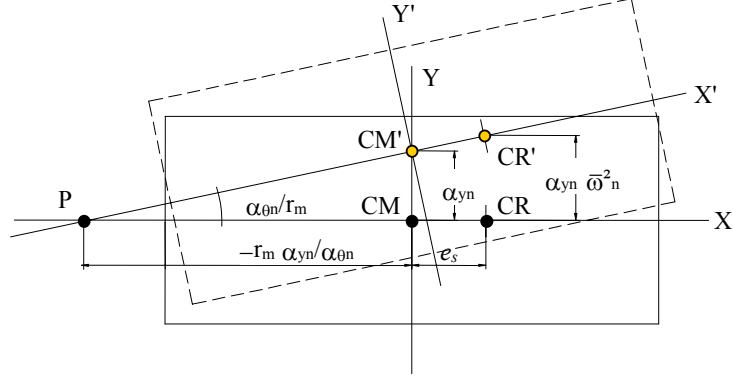


Fig. 1.3 Configurazione deformata del modello monopiano nel modo di vibrazione n-esimo

nalmente rigidi ($\Omega_\theta > 1$), ω_y costituisce il limite superiore per ω_1 mentre ω_θ costituisce il limite inferiore per ω_2 . Per sistemi torsionalmente flessibili ($\Omega_\theta < 1$), invece, ω_θ rappresenta il limite superiore per ω_1 mentre ω_y fornisce il limite inferiore per ω_2 . Per sistemi con frequenze disaccoppiate vicine ($\Omega_\theta \cong 1$), le frequenze accoppiate sono anch'esse molto ravvicinate, con scarto meno pronunciato per piccoli valori di e_s/r_m .

In Fig. 1.3 è mostrata la configurazione deformata del sistema monopiano torsionalmente accoppiato nel suo n-esimo modo di vibrazione. Lo spostamento laterale in direzione dell'asse y , in corrispondenza del centro di massa CM , è α_{yn} mentre quello del centro di rigidezza CR vale $\alpha_{yn} \omega_n^2$. La rotazione del modello è inoltre evidenziata dalla variazione di direzione dell'asse di simmetria che ruota di un angolo $\alpha_{\theta n}/r_m$ intorno ad un punto posto ad una distanza $-r_m \alpha_{yn}/\alpha_{\theta n}$ dal centro di massa.

Le componenti laterali e torsionali degli autovettori associati alle frequenze di vibrazione del sistema monopiano torsionalmente accoppiato descritto, sono mostrate in Fig. 1.4 per valori diversi dell'eccentricità strutturale normalizzata e_s/L (0.05, 0.10, 0.15, 0.20), al variare del rapporto Ω_θ tra frequenze disaccoppiate.

Dalla proprietà di ortogonalità dei modi di vibrazione ($\alpha_1^T \alpha_2 = 0$), si ottiene che:

$$\alpha_{y1} = \alpha_{\theta 2} \quad \text{e} \quad \alpha_{y2} = -\alpha_{\theta 1} \quad (1.37)$$

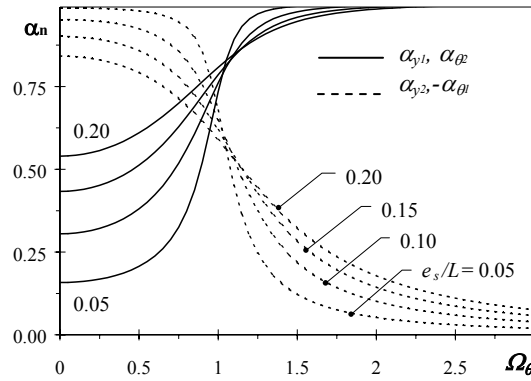


Fig. 1.4 Componenti laterali e torsionali degli autovettori del sistema monopiano torsionalmente accoppiato

la componente laterale di un modo eguaglia, in valore, la componente torsionale dell'altro modo.

All'aumentare del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, la componente laterale α_{yn} del modo fondamentale aumenta mentre quella torsionale $\alpha_{\theta n}$ diminuisce. Per sistemi torsionalmente rigidi ($\Omega_\theta > 1$), all'aumentare di Ω_θ , α_{y1} tende all'unità mentre $\alpha_{\theta 1}$ tende a zero. Per tali sistemi, dunque, il modo di vibrazione fondamentale implica spostamenti prevalentemente traslazionali ed il secondo modo moti prevalentemente torsionali.

Sistemi torsionalmente flessibili ($\Omega_\theta < 1$) presentano, invece, particolarmente per bassi rapporti di e_s/r_m , valori della componente laterale dell'autovettore associato al primo modo di vibrazione minori della componente torsionale. Tali sistemi presentano un accoppiamento tra componenti laterali e torsionali degli autovettori fortemente condizionato dal rapporto e_s/r_m .

Sistemi con frequenze disaccoppiate molto vicine ($\Omega_\theta \approx 1$) presentano, infine, componenti laterali e torsionali comparabili, in particolar modo per piccoli valori di e_s/r_m .

1.4 L'ANALISI DELLA RISPOSTA

I massimi valori delle risposte dinamiche elastiche degli edifici planimetricamente irregolari, per i quali valgono le equazioni (1.32) e (1.33), sono valutabili attraverso analisi modale delle risposte del corrispondente sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato e del sistema monopiano torsionalmente accoppiato avente la stessa eccentricità normalizzata e_s/r_m e lo stesso rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslatorie disaccoppiate del sistema multipiano monosimmetrico esaminato. Per ognuno di tali sistemi le massime risposte modali sono calcolate in base al periodo di vibrazione ed allo smorzamento attraverso lo spettro di risposta elastica. Il massimo valore del generico parametro di risposta r_{nj} del sistema multipiano torsionalmente accoppiato, dovuto al modo di vibrazione n -esimo, è fornito dall'espressione:

$$r_{nj} = \bar{r}_{nj} r_j \quad n=1,2; j=1,\dots,N \quad (1.38)$$

dove r_j è il massimo valore assunto dal parametro di risposta esaminato nel moto del corrispondente sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato nel suo j -esimo modo di vibrazione e \bar{r}_{nj} è il massimo valore normalizzato assunto dal parametro in oggetto nel moto del sistema monopiano torsionalmente accoppiato con frequenza naturale di vibrazione ω_y eguale a ω_{yj} , nel suo n -esimo modo di vibrazione, essendo eseguita la normalizzazione rispetto al massimo valore del corrispondente parametro di risposta del sistema monopiano associato torsionalmente disaccoppiato.

Gli enti di risposta considerati da numerosi studiosi quali parametri di interesse per lo studio del comportamento sismico del modello multipiano asimmetrico sono di seguito elencati nella forma che assumono con riferimento alle singole risposte modali di schemi semplificati, multipiano torsionalmente disaccoppiati e monopiano torsionalmente accoppiati. La trattazione delle stesse relazioni relativamente a sistemi multipiano monosimmetrici torsionalmente accoppiati è trascurata essendo le stesse direttamente ricavabili dall'applicazione dell'espressione (1.38) mediante quelle dei corrispondenti sistemi multipiano torsionalmente disaccoppiati e monopiano torsionalmente accoppiati.

1.4.1 L'analisi modale del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato

1.4.1.1 Spostamenti modali

Trasformando le equazioni del moto (1.18) in coordinate modali si dimostra che il valore massimo degli *spostamenti di piano* modali \mathbf{v}_j è esprimibile nella forma:

$$\mathbf{v}_j = \frac{L_j}{M_j \omega_{yj}^2} S_{aj} \boldsymbol{\psi}_j \quad (1.39)$$

essendo

$$L_j = \boldsymbol{\psi}_j^T \mathbf{m} \mathbf{1} \quad M_j = \boldsymbol{\psi}_j^T \mathbf{m} \boldsymbol{\psi}_j \quad (1.40)$$

e S_{aj} la pseudo-accelerazione dello spettro di risposta elastico in corrispondenza della frequenza ω_j del sistema multipiano torsionalmente disaccoppiato.

1.4.1.2 Forze laterali statiche equivalenti

Le *forze laterali statiche equivalenti* \mathbf{f}_j richieste per produrre gli spostamenti di piano \mathbf{v}_j , sono:

$$\mathbf{f}_j = \omega_{yj}^2 \mathbf{m} \mathbf{v}_j = \frac{L_j}{M_j} S_{aj} \mathbf{m} \boldsymbol{\psi}_j \quad (1.41)$$

1.4.1.3 Tagli di piano, momenti ribaltanti e momenti torcenti di piano modali

Il massimo *taglio alla base*, ed il *momento ribaltante globale*, M_{Bj} dovuti al n-esimo modo di vibrazione, valgono invece:

$$V_{Bj} = \mathbf{1}^T \mathbf{f}_j = \frac{L_j^2}{M_j} S_{aj} = W_j^* \frac{S_{aj}}{g} \quad (1.42)$$

$$M_{Bj} = h \langle 1..N \rangle \mathbf{f}_j = h_j^* V_{Bj} \quad (1.43)$$

dove

$$W_j^* = \frac{L_j^2}{M_j} \quad h_j^* = \frac{h \langle 1..N \rangle \mathbf{m} \boldsymbol{\psi}_j}{L_j} \quad (1.44)$$

rappresentano il peso e l'altezza efficace del modo j -esimo.

Il peso efficace può essere interpretato come una porzione del peso totale dell'edificio, efficace nel produrre il taglio alla base dovuto al j -esimo modo di vibrazione mentre il parametro h_j^* rappresenta l'altezza alla quale occorre concentrare il taglio modale di base per ottenere l'effettivo momento ribaltante globale del modo di vibrazione considerato.

1.4.1.4 Sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi resistenti del generico telaio orientato secondo l'asse di azione dell'eccitazione sismica è effettuato da Hejal e Chopra⁶ applicando al telaio le forze laterali equivalenti ed utilizzando la matrice di rigidezza completa del telaio dopo aver recuperato le rotazioni di nodo condensate.

La stima dei parametri di risposta che consideri i diversi contributi modali può essere eseguita mediante una loro combinazione secondo la regola della radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) se, come comunemente accade per tali sistemi multipiano torsionalmente disaccoppiati, le frequenze di vibrazione sono ben separate tra loro.

1.4.2 L'analisi modale del sistema monopiano torsionalmente accoppiato

1.4.2.1 Spostamenti modali

Le componenti di movimento modali traslatorie e rotatorie del centro di massa del sistema monopiano torsionalmente accoppiato sono calcolate da Hejal e Chopra⁶ attraverso la seguente relazione:

$$\mathbf{u}_n = \begin{Bmatrix} u_{yn} \\ r_m u_{\phi n} \end{Bmatrix} = \frac{\alpha_{yn}}{\omega_n^2} \begin{Bmatrix} \alpha_{yn} \\ \alpha_{\phi n} \end{Bmatrix} S_{an} = \frac{\alpha_{yn}}{\omega_n^2} S_{an} \boldsymbol{\alpha}_n \quad (1.45)$$

essendo S_{an} la pseudo-accelerazione dello spettro di risposta elastico in corrispondenza della frequenza ω_n del sistema monopiano torsionalmente accoppiato.

Conseguentemente gli spostamenti modali del telaio posto a distanza x_i dal centro di massa, ottenuti dalla composizione degli spostamenti dovuti alla traslazione ed alla rotazione, valgono:

$$u_{yn}(x_i) = u_{yn} + \frac{x_i}{r_m} (r_m u_{\theta n}) \quad (1.46)$$

ed in particolare, gli spostamenti modali del centro di rigidezza assumono l'espressione:

$$v_n = u_{yn} + \frac{e_s}{r_m} (r_m u_{\theta n}) = \frac{\alpha_{yn}^2}{\omega_y^2} S_{an} \quad (1.47)$$

1.4.2.2 Forze laterali statiche equivalenti

Le forze esterne equivalenti che, applicate al centro di massa, causano gli spostamenti u_{yn} e $r_m u_{\theta n}$ sono invece espresse nella forma:

$$\mathbf{f}_n = \begin{pmatrix} f_{yn} \\ f_{\theta n} \end{pmatrix} = m \alpha_{yn} \begin{Bmatrix} \alpha_{yn} \\ \alpha_{\theta n} \end{Bmatrix} S_{an} = m \alpha_{yn} S_{an} \boldsymbol{\alpha}_n \quad (1.48)$$

1.4.2.3 Tagli di piano, momenti ribaltanti e momenti torcenti di piano modali

Il taglio di base, V_n , il momento ribaltante, M_n ed il *momento torcente* in corrispondenza del centro di massa, T_{Mn} , dovuti al n-esimo modo di vibrazione, si ottengono dalle forze esterne f_{yn} e $r_m f_{\theta n}$ mediante le espressioni:

$$V_n = f_{yn} = W \alpha_{yn}^2 \frac{S_{an}}{g} = W_n^* \frac{S_{an}}{g} \quad (1.49)$$

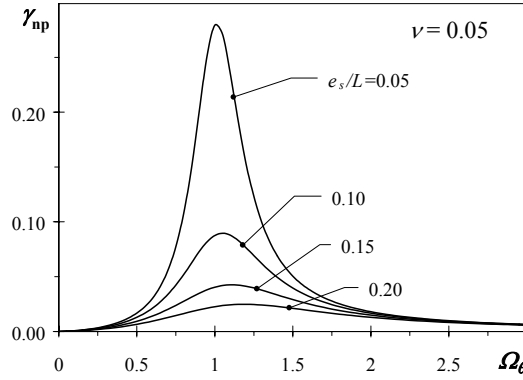
$$M_n = h f_{yn} = h V_n \quad (1.50)$$

$$T_{Mn} = r_m f_{\theta n} = W r_m \alpha_{yn} \alpha_{\theta n} \frac{S_{an}}{g} \quad (1.51)$$

avendo indicato con W il peso totale dell'edificio, con h l'altezza di piano e con W_n^* il peso efficace del modo n-esimo, tale che:

$$\frac{W_n^*}{W} = \alpha_{yn}^2 \quad (1.52)$$

Il momento torcente modale, valutato rispetto al centro di rigidezza, è

Fig. 1.5 Coefficienti di correlazione incrociata γ_{np}

invece fornito dall'espressione:

$$T_{Rn} = T_{Mn} - e_s V_n = W r_m \alpha_{yn} \left(\alpha_{\theta n} - \frac{e_s}{r_m} \alpha_{yn} \right) \frac{S_{an}}{g} = e_n^* V_n \quad (1.53)$$

dove e_n^* è l'*eccentricità efficace* del modo di vibrazione n-esimo e soddisfa la relazione:

$$\frac{e_n^*}{r_m} = \frac{\alpha_{\theta n}}{\alpha_{yn}} - \frac{e_s}{r_m} \quad (1.54)$$

I parametri di risposta relativi ai singoli modi di vibrazione sono di norma combinati per sistemi torsionalmente accoppiati secondo la regola della combinazione quadratica completa (CQC) per valutare opportunamente la diversa correlazione tra le risposte modali del sistema spaziale in funzione della differenza tra le frequenze di vibrazione.

Una stima del valore massimo della risposta è comunemente ottenuta attraverso la relazione:

$$r = \left[\sum_{n=1}^2 \sum_{p=1}^2 \gamma_{np} r_n r_p \right]^{1/2} \quad (1.55)$$

dove γ_{np} rappresenta il fattore di correlazione incrociata fra i modi n ed p ed r_n e r_p sono invece le risposte massime modali in corrispondenza dei modi n e p rispettivamente. Una valutazione dei coefficienti di correlazione incrociata è stata proposta nel passato da Der Kiureghian⁷ in funzione dello smorzamento modale, delle frequenze di vibrazione e del fat-

tore di smorzamento. Essa, nell'ipotesi di valori eguali del fattore di smorzamento v per tutti i modi di vibrazione, assume l'aspetto:

$$\gamma_{np} = \frac{8v^2 (1 + \beta_{np}) \beta_{np}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{np}^2)^2 + 4v^2 \beta_{np} (1 + \beta_{np})^2} \quad (1.56)$$

essendo $\beta_{np} = \omega_n / \omega_p$

I valori assunti dal coefficiente di correlazione γ_{np} per il sistema monopiano descritto, caratterizzato da diversi valori di eccentricità strutturale normalizzata e_s/L (0.05, 0.10, 0.15, 0.20) sono analizzati in Fig. 1.5 in funzione del rapporto Ω_θ tra frequenze di vibrazione torsionali e traslazionali disaccoppiate.

L'influenza mutua tra i modi di vibrazione è rimarchevole per strutture con rapporti Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate prossimi all'unità ed aventi bassi valori di eccentricità strutturale. I coefficienti di correlazione si abbattano invece, rapidamente, all'allontanarsi del parametro Ω_θ dall'unità ed all'aumentare dell'eccentricità strutturale.

1.5 L'ACCOPIAMENTO LATERO-TORSIONALE

1.5.1 Il sistema monopiano torsionalmente accoppiato

Il calcolo della risposta elastica di sistemi asimmetrici monopiano ad azioni sismiche è stato effettuato più volte nel passato con il metodo dello spettro di risposta, con riferimento a spettri di risposta elastica di forma costante o iperbolica⁶ in rappresentanza dei tratti ad accelerazione e velocità costante degli spettri di risposta elastica spesso proposti dalle normative. Tali spettri consentono, per la loro forma, di esplicitare la risposta strutturale indipendentemente dal periodo traslazionale disaccoppiato della struttura, cosicchè i risultati siano dipendenti unicamente dal rapporto Ω_θ di frequenze traslazionali e torsionali disaccoppiate e dal rapporto di eccentricità strutturale e_s/r_m . Alcune elaborazioni, effettuate nel passato per evidenziare aspetti essenziali del comportamento elastico di strutture planimetricamente irregolari, sono ora ripetute con riferimento a tali spettri ed a spettri di risposta

elastica proposti dalla normativa sismica europea (Eurocodice 8⁸) per terreni rigidi (classe A) e soffici (classe C), scalati ad un accelerazione di picco al suolo di 0.35 g⁹.

Allo scopo di facilitare l'interpretazione degli effetti dell'accoppiamento latero-torsionale, gli enti di risposta, siano essi spostamenti o forze, del sistema torsionalmente accoppiato sono normalizzati rispetto agli stessi parametri riferiti al sistema associato torsionalmente disaccoppiato. I parametri di risposta normalizzati di maggior interesse, individuati dalle seguenti espressioni, sono gli spostamenti traslatori, il taglio, il momento flettente ed il momento torcente normalizzato:

$$\bar{v} = \frac{v_y}{v_{yo}}; \bar{V} = \frac{V}{V_o}; \bar{M} = \frac{M}{M_o} \text{ e } \frac{e_{din}}{r_m} \equiv \bar{T}_R = \frac{T_R}{r_m V_o} \quad (1.57)$$

laddove le quantità valutate con riferimento al sistema torsionalmente disaccoppiato valgono:

$$v_{yo} = \frac{S_{ay}}{\omega_y^2}; V_o = m S_{ay} \text{ e } M_o = m h S_{ay} \quad (1.58)$$

La quantità normalizzata \bar{T}_R può essere interpretata come *eccentricità dinamica* e_{din} , ossia quale distanza tra il centro di rigidezza CR ed il punto in cui dovrebbe essere applicato staticamente il taglio del sistema disaccoppiato torsionalmente per produrre, in corrispondenza del centro delle rigidezze del sistema, un momento torcente eguale a quello calcolato nel sistema monopiano asimmetrico. Il rapporto e_{din}/e_s rappresenta l'amplificazione dinamica del momento torcente statico $e_s V_o$.

1.5.1.1 Le sollecitazioni

In Fig. 1.6 sono mostrate le variazioni del taglio normalizzato \bar{V} e dell'eccentricità dinamica normalizzata e_{din}/r_m al crescere del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, per differenti valori dell'eccentricità strutturale normalizzata e_s/L (0.05, 0.10, 0.15, 0.20). Poiché per sistemi torsionalmente disaccoppiati i parametri \bar{V} e e_{din}/r_m assumono valori unitari e nulli rispettivamente, l'effetto dell'accoppiamento latero-torsionale è misurato dalle deviazioni di \bar{V} dall'unità e di e_{din}/r_m da zero, mentre l'amplificazione dinamica

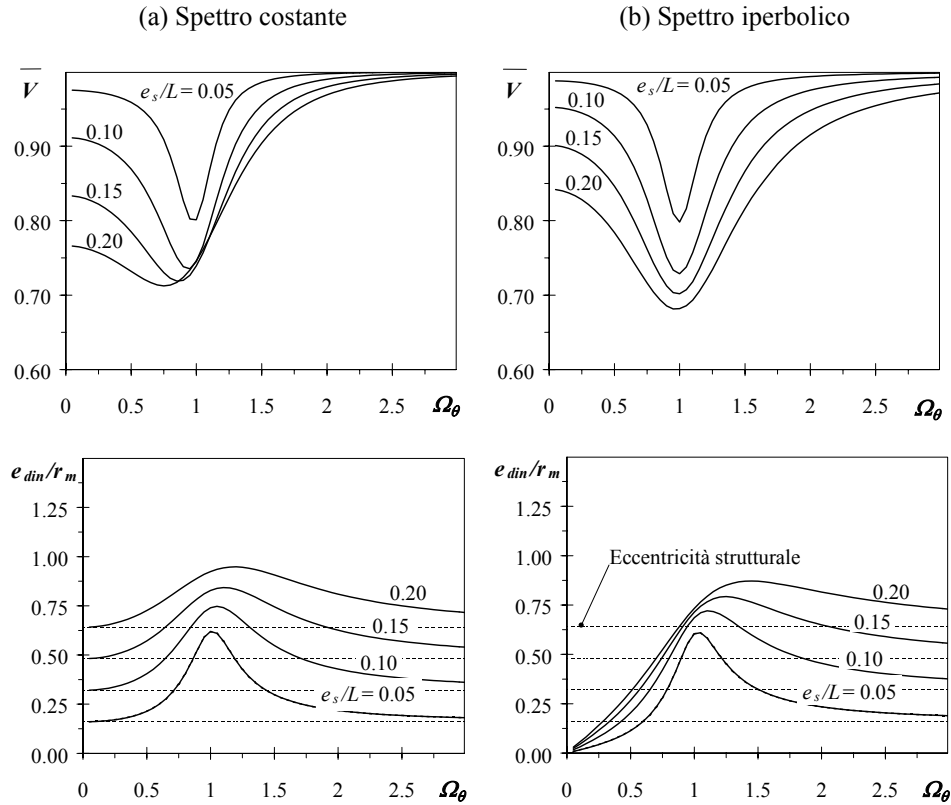


Fig. 1.6 Taglio normalizzato di base \bar{V} e rapporto di eccentricità dinamica e_{din}/r_m per (a) spettro costante e (b) spettro iperbolico; $\nu=0.05$

dell'eccentricità strutturale è misurata dalla deviazione di e_{din}/r_m da e_s/r_m .

L'accoppiamento latero-torsionale riduce il taglio normalizzato \bar{V} ed incrementa il rapporto di eccentricità dinamica e_{din}/r_m : tali effetti si esaltano all'aumentare del rapporto di eccentricità strutturale e_s/r_m e sono funzione anche del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. Per sistemi con piccoli valori di e_s/r_m , il taglio normalizzato raggiunge il suo massimo e l'eccentricità dinamica il suo minimo in corrispondenza di valori di Ω_θ prossimi all'unità. All'aumentare del rapporto di eccentricità strutturale e_s/r_m , invece, \bar{V} raggiunge il suo minimo in corrispondenza di valori di Ω_θ inferiori all'unità mentre e_{din}/r_m raggiunge il suo massimo per valori di Ω_θ superiori all'unità.

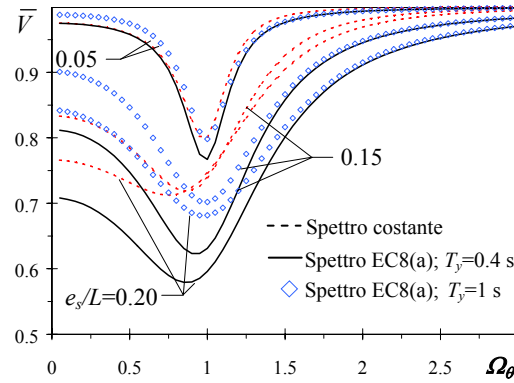


Fig. 1.7 Taglio normalizzato per diversi spettri di risposta elastica; $v=0.05$

Per sistemi torsionalmente rigidi ($\Omega_\theta > 1$), \bar{V} tende all'unità all'aumentare di Ω_θ , ad indicare che per tali sistemi non esiste amplificazione significativa nel taglio V , mentre e_{din}/r_m tende a e_s/r_m adducendo nessuna amplificazione dinamica dell'eccentricità strutturale.

Per schemi torsionalmente flessibili ($\Omega_\theta < 1$) aventi bassi valori di e_s/r_m non è apprezzabile alcun aumento del taglio V . Il rapporto dell'eccentricità dinamica e_{din}/r_m , inoltre, assume valori inferiori ad e_s/r_m in caso di spettro iperbolico o di normativa, con valori che tendono progressivamente a zero al diminuire di Ω_θ , mentre si approssima ad e_s/r_m se si applica il metodo dello spettro di risposta con riferimento allo spettro ad andamento costante.

L'amplificazione dinamica dell'eccentricità statica aumenta al crescere di e_s/r_m : per sistemi con valori bassi di e_s/r_m , l'amplificazione dinamica è pronunciata per frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate molto vicine mentre per sistemi con valori maggiori di e_s/r_m , l'amplificazione dinamica risulta apprezzabile su un intervallo di valori del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate più esteso. L'amplificazione dinamica massima assume valori simili sia nel caso di spettro costante che iperbolico o di normativa.

Per spettri di forma arbitraria, la risposta di sistemi torsionalmente accoppiati dipende dalla frequenza traslazionale disaccoppiata oltre che dai parametri e_s/r_m e Ω_θ che influenzano la risposta delle strutture

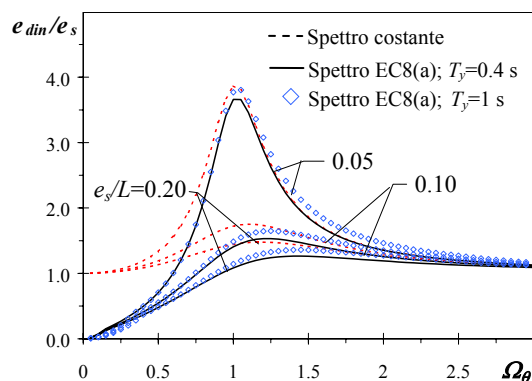


Fig. 1.8 Amplificazione dinamica dell'eccentricità statica per diversi spettri di risposta elastica; $v=0.05$

sottoposte ad eventi sismici che rispondono a spettri di risposta elastici di forma costante o iperbolica.

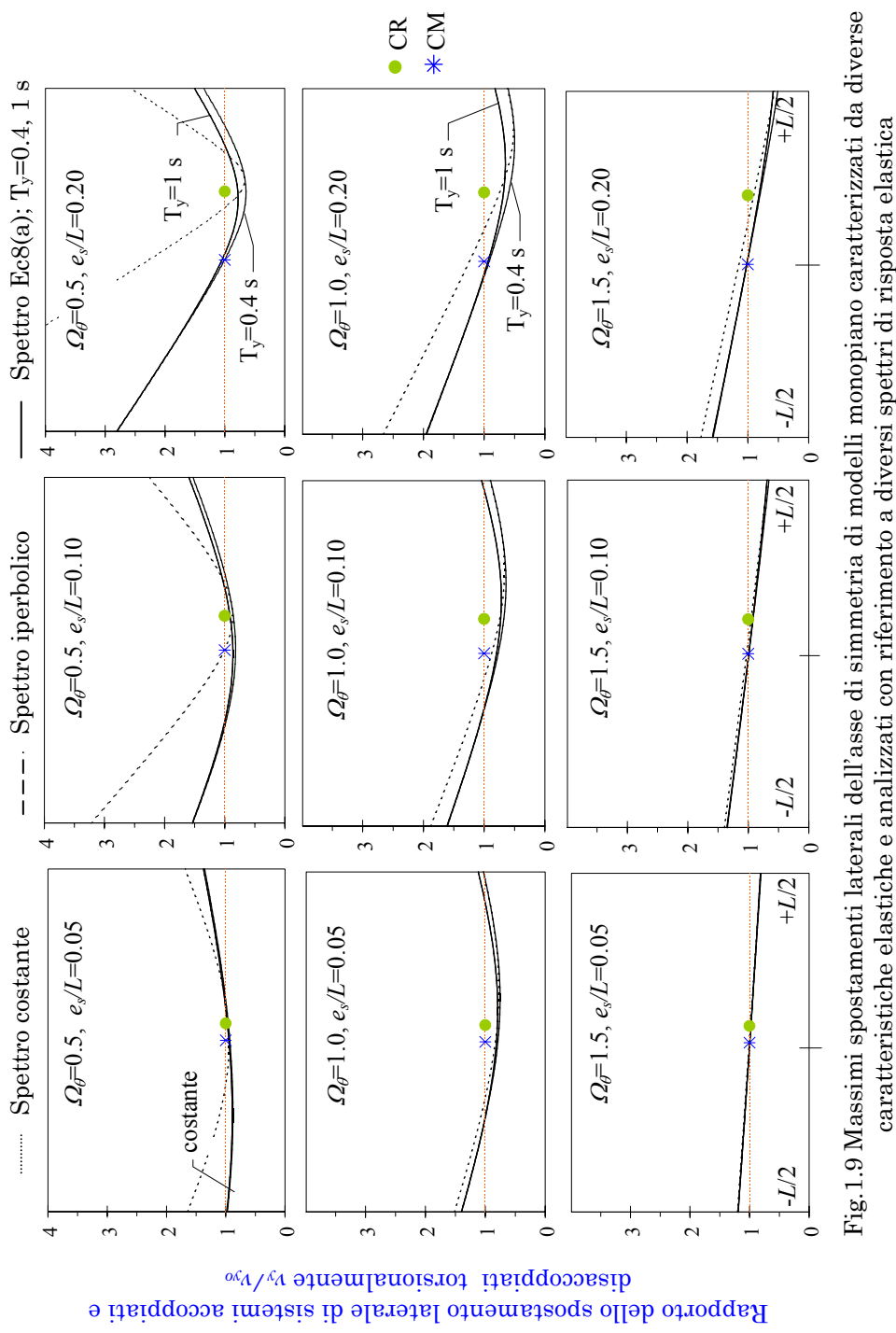
Per evidenziare il ruolo svolto dal periodo traslazionale disaccoppiato T_y sulla risposta strutturale, in Fig. 1.7 e Fig. 1.8 è mostrata, con riferimento a valori differenti (0.4-1.0 s) del periodo traslazionale disaccoppiato T_y , la variazione del taglio normalizzato \bar{V} e dell'amplificazione dinamica dell'eccentricità statica e_{din}/e_s per spettri di risposta elastica costanti o iperbolici e per spettri proposti dall'Eurocodice 8 per suoli rigidi (Appendice A). Per bassi valori del rapporto e_s/r_m il taglio normalizzato è poco sensibile alla forma dello spettro considerato mentre per valori elevati di e_s/r_m il taglio normalizzato segue andamenti differenti in dipendenza dello spettro e del periodo traslazionale disaccoppiato considerato. In particolare, se T_y ricade nella regione ad accelerazione costante, il taglio segue l'andamento proprio dello spettro costante mentre se T_y è nella regione a velocità costante il taglio ripercorre l'andamento dello spettro iperbolico. Situazioni intermedie di periodi di vibrazione traslazionali disaccoppiati T_y ricadenti a cavallo delle due zone ($T_y=0.4$ s) mostrano andamenti diversi sia da quello dello spettro costante che da quello dello spettro iperbolico. L'amplificazione dinamica in sistemi soggetti allo spettro di normativa è, per ampi campi del periodo di vibrazione traslazionale disaccoppiato, essenzialmente la stessa ritrovata per sistemi sottoposti ad azione

sismica schematizzabile con spettro iperbolico con discreta influenza del tratto costante dello spettro per periodi traslazionali disaccoppiati a cavallo tra le regioni a velocità ed accelerazione costante.

1.5.1.2 Gli spostamenti

In Fig.1.9 è mostrato lo spostamento massimo v_y del generico punto dell'asse di simmetria trasversale del modello, normalizzato rispetto allo spostamento v_{y0} del corrispondente sistema bilanciato torsionalmente, per valori differenti di Ω_θ (0.5-1.0-1.5) e di e_s/L (0.05-0.10-0.20). Le curve sono relative a spettri di forma costante ed iperbolica ed allo spettro di normativa (EC8 – classe A) per periodi traslazionali disaccoppiati T_y eguali a 0.4 e 1 s. Per piccoli valori di e_s/r_m , il massimo spostamento laterale v_y è insensibile al tipo di spettro considerato e presenta valori che si discostano lievemente da quello proprio del corrispondente sistema torsionalmente bilanciato. Lo spostamento del centro di rigidezza CR presenta valori minori per sistemi con rapporti e_s/r_m maggiori: ciò è confermato dalle Fig.1.6 e Fig. 1.7 dove si notano valori del taglio minori per sistemi con rapporti e_s/r_m progressivamente più elevati.

Lo spostamento presenta valori massimi al lato rigido della struttura in sistemi torsio-flessibili (zona dell'edificio situata dalla parte opposta del centro delle rigidezze rispetto al centro delle masse) con bassa eccentricità strutturale e valori massimi in corrispondenza del lato flessibile in sistemi torsio-rigidi o in sistemi torsio-flessibili con elevata eccentricità strutturale (Fig.1.9).



Capitolo 2

L'ANALISI INELASTICA DEGLI EDIFICI ASIMMETRICI

2.1 LO STUDIO DEL COMPORTAMENTO INELASTICO DI EDIFICI PLANIMETRICAMENTE IRREGOLARI

Nelle ultime decadi, a seguito degli studi effettuati sul comportamento elastico delle strutture asimmetriche, la ricerca ha diffusamente ragguagliato sugli effetti indotti dall'accoppiamento latero-torsionale sulla risposta elastica di strutture sollecitate da eccitazione sismica alla base^{10, 6, 11, 3}, proponendo, infine, a livello normativo, principi e regole per la progettazione strutturale di edifici asimmetrici in zona sismica^{10, 12, 13}. Le risposte rotazionali, evidenziate da edifici asimmetrici nel corso di reali eventi sismici di notevole intensità, per i quali non era previsto un comportamento strutturale elastico, hanno purtroppo, spesso, mostrato valori non coerenti e significativamente maggiori di quelli predetti da analisi elastiche lineari, amplificati, nella durata del moto tellurico, dal progressivo danneggiamento di rigidezza e di resistenza sviluppatosi nelle strutture. La consapevolezza dei severi danni e dei crolli riportati dalle strutture planimetricamente irregolari in occasione di violenti terremoti e la conseguente richiesta di nuove regole di progettazione che garantissero un efficace controllo del danno strutturale sia in sistemi simmetrici che asimmetrici hanno successivamente spinto diversi studiosi a focalizzare la loro attenzione sull'influenza dell'irregolarità

planimetrica sulla risposta inelastica delle strutture.

Le maggiori difficoltà incontrate nell'indagare il grado d'importanza dell'asimmetria strutturale nell'accoppiamento latero-torsionale in campo inelastico sono essenzialmente legate al maggior numero di parametri necessario a caratterizzare tali sistemi rispetto ad analoghe strutture a comportamento elastico lineare. In particolare, la risposta elastica dei modelli monopiano asimmetrici, quasi sempre utilizzati per lo studio dell'irregolarità planimetrica, può essere definita dalla conoscenza del periodo di vibrazione traslazionale T_y del corrispondente sistema torsionalmente disaccoppiato, dall'eccentricità strutturale normalizzata e_s/L , dal rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate e dal fattore di smorzamento ν che si assume per una modellazione di tipo viscoso delle forze dissipative. La risposta inelastica dei sistemi asimmetrici è invece influenzata, in aggiunta a tali parametri, dalla posizione, dalla rigidezza e dalla resistenza del singolo elemento strutturale. L'elevato numero di variabili condizionanti la risposta inelastica dei sistemi asimmetrici rende dunque più che ardua un'analisi parametrica, di tali sistemi, che sia eseguita con riferimento ad ampie variazioni di tutti i parametri che ne influenzano la risposta.

Nel passato diversi studiosi hanno investigato il comportamento strutturale inelastico degli edifici planimetricamente irregolari¹⁴. L'analisi è stata, purtroppo, spesso condotta con riferimento a variazioni, il più delle volte modeste, di quei parametri di progetto che, di volta in volta, secondo opinioni personali, sembravano condizionare più decisamente il comportamento strutturale. La mancanza di un coordinamento e di linee guida comuni¹⁵ ha comportato, malgrado il notevole sforzo prodotto nel tempo in questo settore, un notevole ritardo alla comprensione di alcuni aspetti chiave della risposta sismica degli edifici asimmetrici. La diversa definizione dei modelli di calcolo e delle procedure di progettazione ha spesso condotto, da parte di studiosi differenti, a conclusioni discordanti che hanno sinora ostacolato una piena comprensione del comportamento strutturale e, conseguentemente, ritardato la definizione di efficaci regole e principi di progettazione per edifici planimetricamente irregolari in zona sismica.

2.2 PRIME OSSERVAZIONI SUL COMPORTAMENTO INELASTICO DI EDIFICI ASIMMETRICI

Numerosi sono stati, nel corrente decennio, i tentativi di studio dell'influenza dell'irregolarità planimetrica sul comportamento inelastico degli edifici mediante strutture monopiano. La proposizione di tale modello semplificato risale agli anni di studio del comportamento elastico degli edifici asimmetrici, allorché fu dimostrata⁶ analiticamente la possibilità di scomporre le massime risposte elastiche di particolari edifici multipiano in aliquote valutabili tramite un modello multipiano torsionalmente bilanciato (ossia con coincidenza dei baricentri delle masse e delle rigidezze) ed un modello monopiano dotato dell'effettiva eccentricità strutturale. Tale ultimo modello consentiva, dunque, di valutare, in combinazione con il moto piano calcolabile attraverso il modello semplificato multipiano, l'influenza dell'irregolarità planimetrica sui valori massimi della risposta. La correttezza del procedimento era, però, assicurata, in campo elastico, solo per una limitata categoria di edifici asimmetrici, mentre differenze più o meno sensibili erano evidenziate tra la risposta di generiche strutture asimmetriche e quella prevista dall'applicazione dei due modelli semplificati proposti, in funzione dello scostamento tra le caratteristiche delle strutture analizzate ed i requisiti previsti dalle ipotesi della procedura di scomposizione.

Quanti hanno affrontato, sulla scia degli studi sul comportamento elastico, precedentemente effettuati, quelli ben più complessi attinenti al comportamento inelastico, raramente hanno, in seguito, puntualizzato il legame esistente tra il reale comportamento inelastico di edifici multipiano e la risposta del modello monopiano adottato. Non esistendo il rigore di una trattazione matematica che, in campo inelastico, fissi inderogabilmente il ruolo e l'interesse dei risultati ottenuti tramite analisi inelastiche del sistema semplificato, questi presentano un campo di validità a rigore ristretto ai soli sistemi monopiano, la cui estensione a strutture multipiano non è dimostrata né quindi immediatamente verificata ed è difficilmente valutabile, dipendendo la stessa dalle caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture esaminate. I risultati ottenuti tramite analisi inelastiche del modello semplificato necessitano, dunque, sempre di una successiva verifica su sistemi

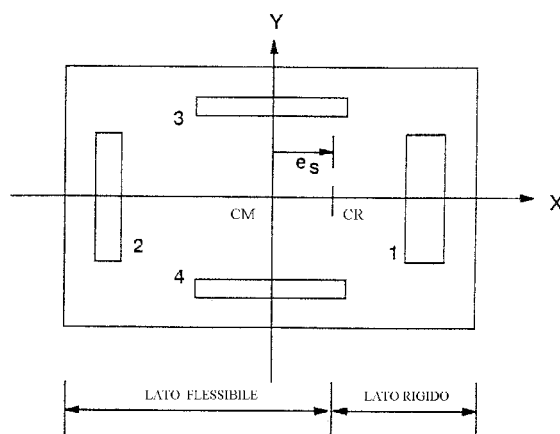


Fig. 2.1 Modello di calcolo con quattro elementi

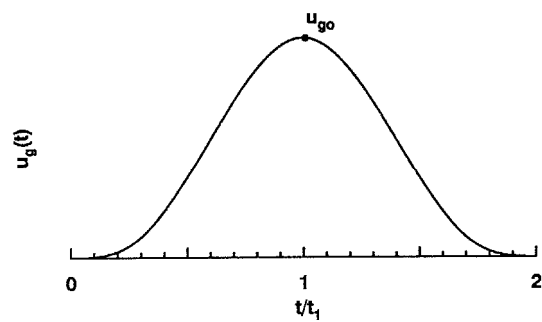
multipiano asimmetrici che confermi l'esattezza delle osservazioni effettuate sulla base delle analisi eseguite con il modello semplificato e ribadisca la validità dei criteri di progettazione eventualmente proposti. A seguito di una prolungata attività di ricerca sul comportamento inelastico degli edifici asimmetrici, Goel e Chopra¹⁶ pubblicano nei primi anni del corrente decennio, i risultati di numerose indagini eseguite su un modello monopiano con riferimento ad ampie variazioni delle caratteristiche geometriche, dei livelli e della distribuzione delle rigidezze e delle resistenze. Il modello analizzato (Fig. 2.1) è dotato di impalcato rigido, di massa definita nel valore e nella distribuzione, sorretto da elementi resistenti a comportamento elastico-perfettamente plastico, aventi rigidezza e resistenza unicamente nel proprio piano. Il sistema, sottoposto ad eccitazione sismica unidirezionale, è monosimmetrico, con eccentricità lungo l'asse ortogonale alla direzione di azione del sisma e realizzata da distribuzioni asimmetriche delle masse o delle rigidezze. Gli elementi trasversali, orientati secondo l'asse ortogonale alla direzione di azione del sisma, sono simmetrici intorno alla retta ad essi parallela e passante per il baricentro geometrico dell'impalcato. Il numero degli elementi resistenti longitudinali, ovvero disposti nella direzione parallela a quella di azione del sisma, è assunto variabile, mentre è fissato in due quello degli elementi ad essa ortogonali. L'assegnazione delle resistenze è eseguita ripartendo tra gli elementi

strutturali il livello di resistenza ricavato dallo spettro di progetto, in funzione dei diversi valori assunti per l'eccentricità del centro delle resistenze o centro plastico dal centro delle masse. Lo spettro di progetto è ottenuto da quello di risposta elastica dell'azione sismica considerata tramite divisione, nell'intero campo di periodi di vibrazione esaminato, con un unico valore del fattore di comportamento.

L'azione sismica è simulata, inizialmente, da un tratto di durata t_1 di una funzione periodica di movimento, agente in un'unica direzione e definita nelle sue componenti di spostamento, velocità ed accelerazione (Fig. 2.2). Ad essa è affiancato, in molte analisi numeriche, l'accelerogramma ricavato dai primi 6.3 secondi della componente S00E della registrazione sismica ottenuta ad El Centro durante il terremoto dell'Imperial Valley del 18 Maggio 1940.

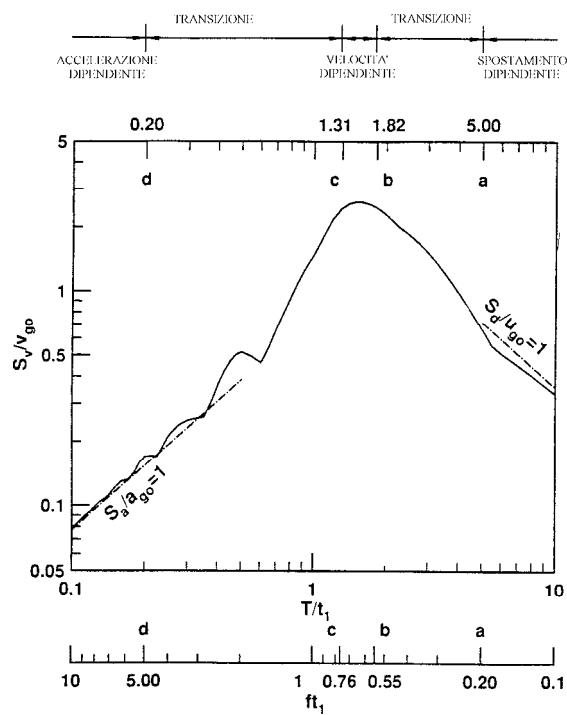
La scelta della funzione di spostamento è giustificata da parte degli autori dall'affinità di risposta evidenziata da sistemi strutturali a tale semplice eccitazione ed a reali eventi sismici¹⁷. Essa inoltre presenta, come auspicabile, uno spettro di risposta elastica regolare nella forma, all'interno del quale è possibile riconoscere una distinzione in zone governate dai valori massimi al suolo di accelerazione, velocità e spostamento (Fig. 2.3).

Le prime sperimentazioni numeriche, condotte da Goel e Chopra su un modello di calcolo con quattro elementi resistenti (Fig. 2.1), evidenziano che l'accoppiamento latero-torsionale in campo inelastico, così come riscontrato in campo elastico, generalmente riduce lo spostamento traslazionale rispetto ad analoghi sistemi torsionalmente bilanciati¹⁸ ottenuti spostando il centro delle masse in coincidenza di quello delle rigidità. La componente rotazionale della risposta strutturale, invece, amplifica gli spostamenti da pura traslazione sul lato flessibile della struttura (lato del sistema posto dalla parte del centro delle masse rispetto a quello delle rigidità), mentre li riduce sul lato rigido. Il sistema a comportamento inelastico non oscilla intorno alla posizione di equilibrio iniziale, come mostrato dai sistemi elastici, perché la sua risposta è caratterizzata da incrementi nella parte plastica che causano susseguenti spostamenti della temporanea posizione di equilibrio intorno a cui il sistema oscilla sino ad un nuovo incremento plastico dello spostamento.



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.2 Funzione di spostamento

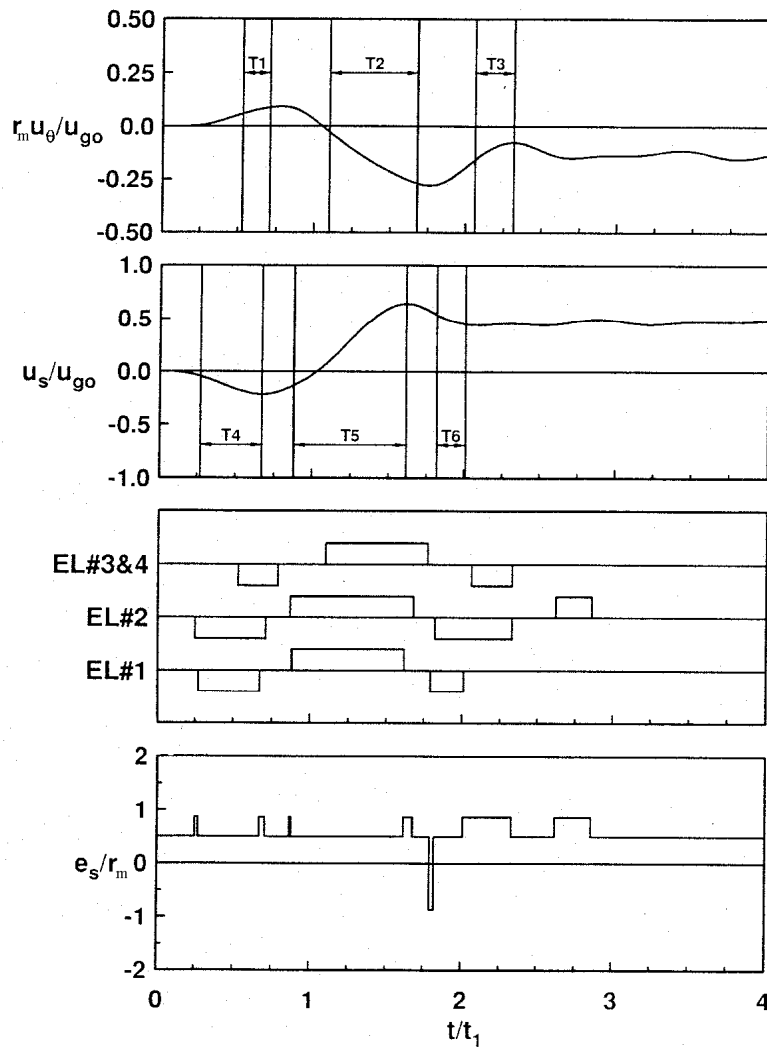


(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.3 Spettro di risposta elastica della funzione di spostamento

Nel corso della risposta inelastica, gli elementi trasversali, disposti nella direzione ortogonale a quella di azione del sisma, pervengono alla plasticizzazione in istanti identici della risposta, in virtù delle loro eguali caratteristiche meccaniche e della loro simmetria geometrica rispetto al centro delle rigidezze. Le plasticizzazioni si manifestano all'atto di rilevanti rotazioni d'impalcato con spostamenti plastici di segno opposto. Gli elementi longitudinali, orientati nella direzione parallela a quella di azione del sisma invece, generalmente, in conseguenza della mancanza di uno stesso rapporto tra sollecitazioni e resistenze, presentano plasticizzazioni in istanti differenti della storia temporale della risposta. In conseguenza della storia temporale delle plasticizzazioni degli elementi resistenti, il sistema manifesta rigidezza rotazionale nulla allorché sia gli elementi in direzione ortogonale all'azione sismica che tutti quelli in direzione parallela, o tutti meno uno, sono plasticizzati (intervalli di tempo T_1 , T_2 e T_3 di Fig. 2.4) e rigidezza traslazionale nulla, invece, in quelle frazioni di tempo in cui tutti gli elementi disposti nella direzione parallela all'azione sismica sono plasticizzati (intervalli di tempo T_4 , T_5 e T_6 di Fig. 2.4). Le componenti di movimento, siano esse spostamenti o rotazioni, presentano significativi aumenti negli intervalli di tempo in cui le corrispondenti rigidezze traslazionali e rotazionali si annullano.

All'atto della plasticizzazione degli elementi resistenti, la posizione del centro di rigidezza si modifica, per considerare l'apporto alla rigidezza globale fornito unicamente dagli elementi resistenti non plasticizzati. Nel sistema, avente solo due elementi resistenti nella direzione dell'azione sismica, adottato da Goel e Chopra nella maggior parte delle analisi numeriche, il centro di rigidezza si sposta, nel corso della storia temporale, dalla posizione iniziale, definita dalla eccentricità strutturale, in corrispondenza delle posizioni di uno degli elementi resistenti, negli istanti in cui l'altro elemento si presenta plasticizzato (Fig. 2.4). In modelli con un numero maggiore di elementi resistenti longitudinali, invece, la plasticizzazione di un elemento resistente induce spostamenti di minore entità del centro delle rigidezze e dunque comporta modifiche temporanee meno rilevanti delle caratteristiche elastiche del sistema.



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.4 Risposta temporale di un sistema con quattro elementi
sollecitato dalla funzione di spostamento
(parametri di progetto: $T_y/t_1 = 0.75$, $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$,
 $q = 4$, $e_p = e_s$, $\nu = 0.05$)

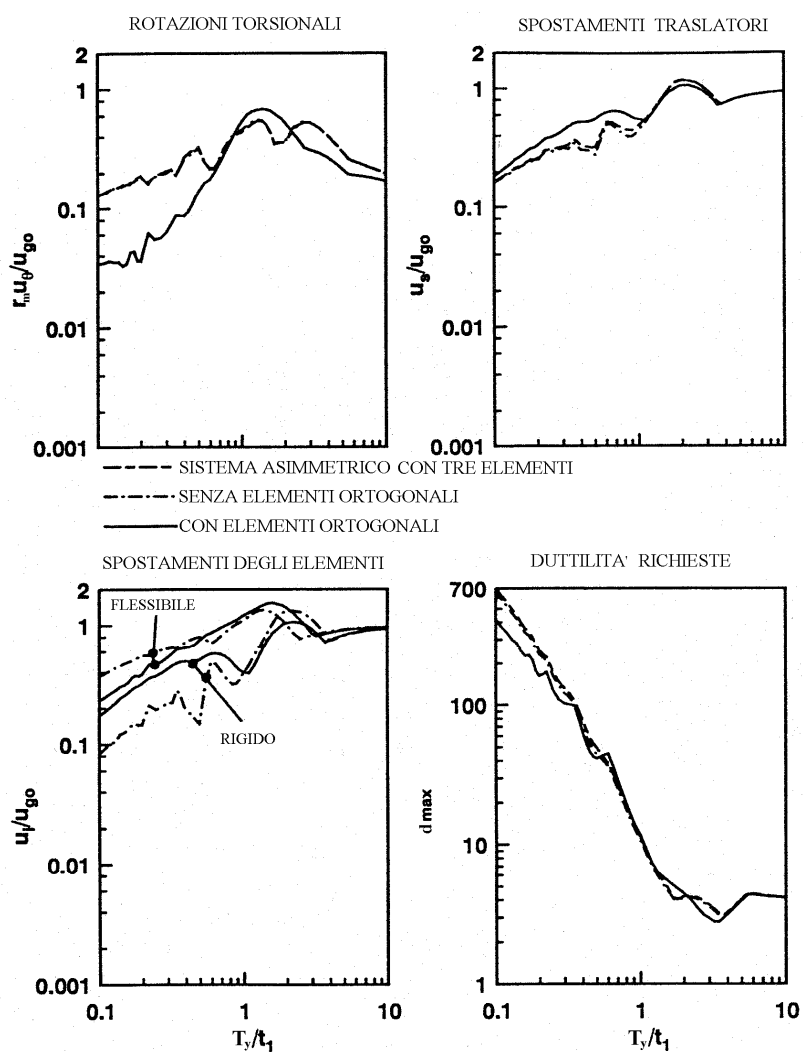
2.3 LA DISTRIBUZIONE DELLA RIGIDEZZA TORSIONALE

Nell'ambito della loro ricerca, Goel e Chopra^{16, 19, 20} così come altri studiosi²¹ hanno indagato l'influenza sul comportamento strutturale della distribuzione della rigidezza rotazionale tra gli elementi resistenti. Allo scopo di effettuare un'analisi qualitativa dell'importanza degli elementi resistenti trasversali, Goel e Chopra hanno considerato sistemi con identiche caratteristiche dinamiche ed aventi rigidezza torsionale fornita, dapprima, dai soli elementi resistenti disposti nella direzione dell'azione sismica, poi, dagli elementi resistenti disposti lungo entrambe le direzioni principali. La scelta operata dagli autori, di effettuare lo studio del comportamento di sistemi asimmetrici con riferimento a modelli con soli due elementi resistenti in ognuna delle direzioni principali, conseguente alla necessità di ridurre al minimo il numero degli elementi resistenti, mostra, tuttavia, già in questa prima fase di lavoro, aspetti non felici. I sistemi con soli due elementi resistenti nelle direzioni principali, infatti, possono soddisfare, fissate le caratteristiche geometriche, unicamente pochi valori delle coppie di rigidezze traslazionali e torsionali. Essi richiedono, pertanto, al variare dei valori globali delle rigidezze, una continua modifica della distanza tra gli elementi strutturali per garantire valori comunque variabili delle rigidezze sia traslazionali che rotazionali. Ciò induce ulteriori variazioni della risposta strutturale inelastica ed introduce dunque fattori di disturbo per una chiara lettura del comportamento strutturale. Modelli con tre o più elementi in entrambe le direzioni principali consentono, invece, lasciando inalterata la geometria dello schema, di modificare i valori delle rigidezze traslazionali e rotazionali entro ampi campi limitati dall'occorrenza di valori di rigidezza non positivi in alcuni degli elementi strutturali.

L'assenza di elementi resistenti trasversali determina nei sistemi asimmetrici un prolungamento del lasso di tempo in cui la struttura presenta rigidezza rotazionale nulla. In sistemi con soli due elementi longitudinali, in particolare, la plasticizzazione di un elemento resistente annulla la totale rigidezza torsionale, essendo nullo il contributo ad essa fornito dagli elementi resistenti trasversali, assenti.

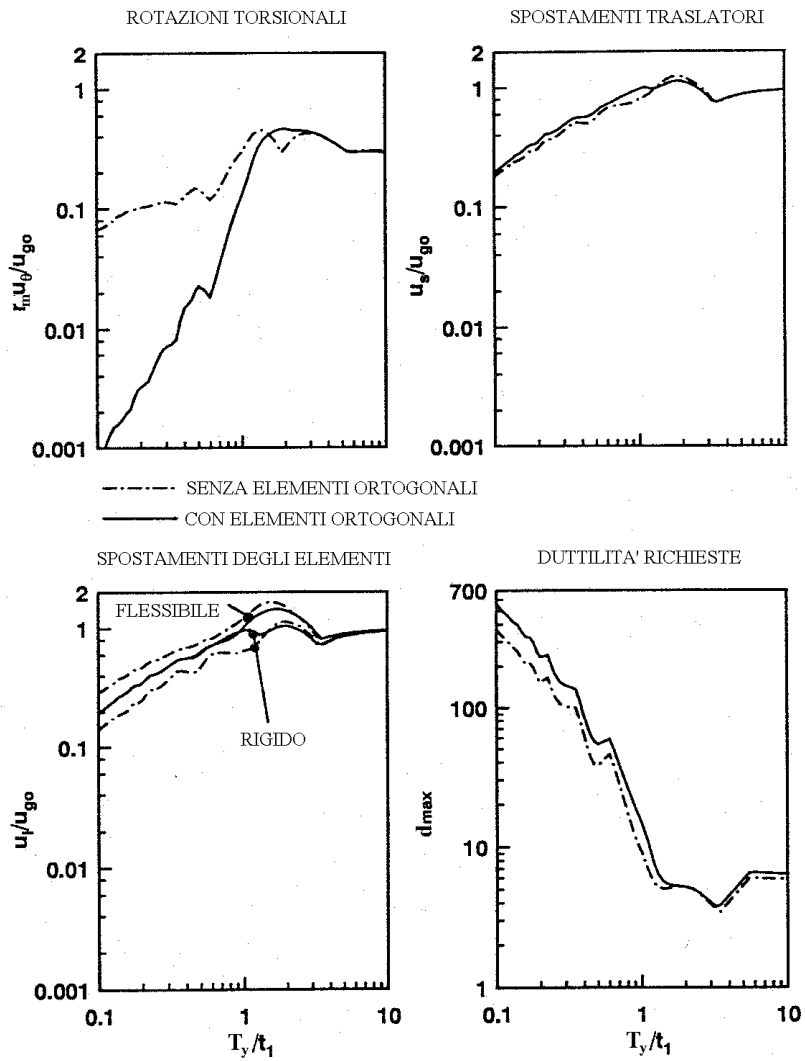
In sistemi di medio-alto periodo di vibrazione, sollecitati da eccitazione sismica unidirezionale, gli elementi trasversali permangono essenzialmente in campo elastico per l'intera durata del sisma considerato. Le frequenti plasticizzazioni degli elementi longitudinali tendono a ridurre prevalentemente la rigidezza traslazionale rispetto a quella rotazionale, preservata comunque dagli elementi trasversali, inducendo un'amplificazione degli spostamenti traslatori ed una riduzione delle rotazioni torsionali. Ciò è ulteriormente esaltato dal continuo cambiamento di segno dell'eccentricità delle rigidezze che nel corso della storia temporale della risposta inelastica riduce mediamente il valore dell'eccentricità strutturale nominale ed abbatte l'effetto dell'accoppiamento latero-torsionale rispetto ad analoghi sistemi a comportamento elastico. In sistemi con breve periodo di vibrazione, invece, gli elementi resistenti trasversali si plasticizzano per lunghi intervalli di tempo, in virtù del maggiore impegno plastico generalmente richiesto a tali strutture. Le massime risposte strutturali (Fig. 2.5 - Fig. 2.6), in termini di spostamenti e di richieste di duttilità cinematiche, sono ancor più influenzate dal contributo torsionale fornito dagli elementi resistenti trasversali. In loro assenza, gli effetti dell'accoppiamento latero-torsionale sono più marcati, conducendo ad un maggiore incremento della rotazione torsionale e ad un maggiore decremento dello spostamento traslatorio. In conseguenza di ciò, in tal campo di periodi di vibrazione, sistemi senza elementi ortogonali manifestano, rispetto ad analoghi sistemi che ne sono dotati, maggiori spostamenti del lato flessibile della struttura e minori spostamenti del lato rigido.

Le massime richieste di duttilità si manifestano in lati differenti dell'edificio in dipendenza dei differenti criteri di progettazione adottati e quindi delle diverse distribuzioni di resistenze da essi determinate. Sistemi progettati con centro plastico coincidente con il centro delle rigidezze ($e_p = e_s$), ovvero con resistenze proporzionali alle rigidezze, manifestano generalmente le massime richieste di duttilità negli elementi del lato flessibile delle strutture, con valori ridotti in modelli dotati di elementi trasversali in virtù dei minori spostamenti da essi su tale lato evidenziati (Fig. 2.5).



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.5 Spettro di risposta di sistemi con o senza elementi resistenti ortogonali sollecitati dalla funzione di spostamento
 (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = e_s$, $\nu = 0.05$)



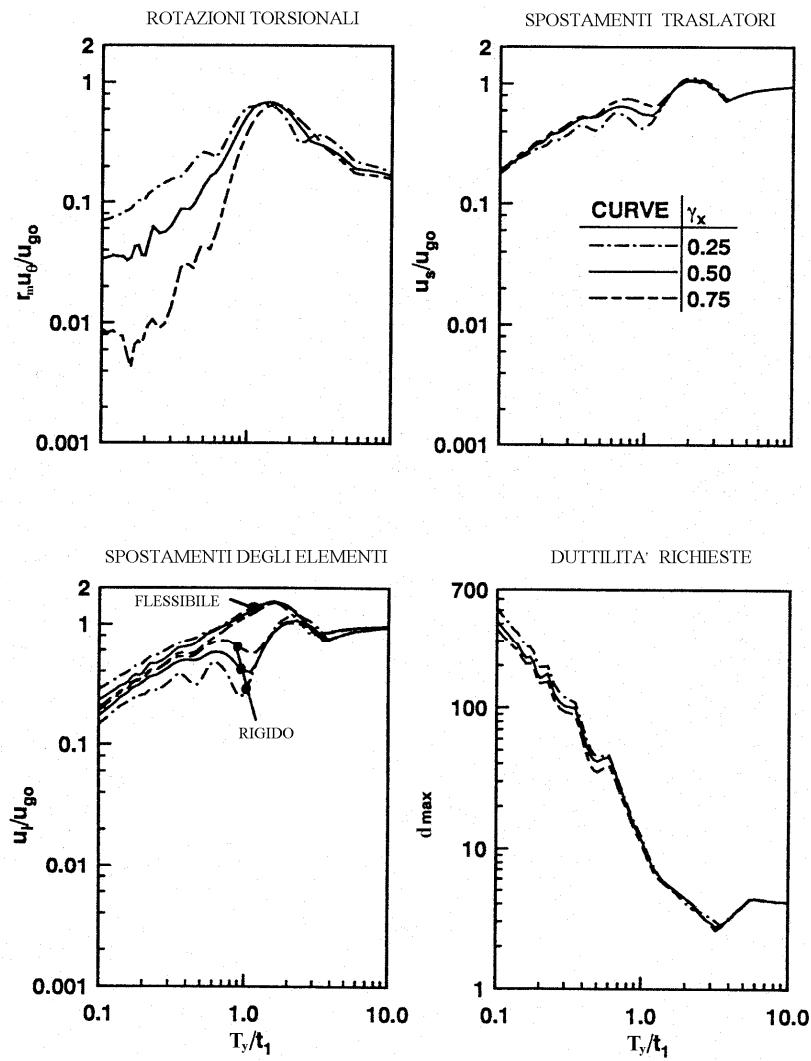
(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.6 Spettro di risposta di sistemi con o senza elementi resistenti ortogonali sollecitati dalla funzione di spostamento (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = 0$, $\nu = 0.05$)

Sistemi progettati con eccentricità nulla del centro plastico ($e_p = 0$), ovvero con resistenze simmetriche rispetto al centro di massa, invece, evidenziano maggiori richieste di duttilità al lato rigido del sistema con valori ridotti in sistemi senza elementi ortogonali (Fig. 2.6), a seguito dei minori spostamenti indotti dall'assenza degli elementi trasversali in tali zone delle strutture.

Le notevoli differenze di risposta evidenziate da strutture con e senza elementi trasversali riducono fortemente l'affidabilità dei risultati ottenuti tramite analisi condotte con riferimento a sistemi non dotati di elementi trasversali^{22, 23, 24}. Tali risultati sono infatti non coerenti con il reale comportamento strutturale e non applicabili alla maggior parte degli edifici, caratterizzati dalla presenza di elementi resistenti in entrambe le direzioni principali. Le osservazioni, frutto di elaborazioni numeriche eseguite con modelli costituiti unicamente da tre elementi resistenti disposti nella direzione dell'azione sismica, hanno evidenziato, anche in altre ricerche^{22, 23, 21}, spostamenti massimi e richieste di duttilità eccessivi rispetto alle reali risposte strutturali e praticamente eguali a quelle di modelli non dotati di elementi trasversali e costituiti da soli due elementi resistenti nella direzione di azione del sisma (Fig. 2.5).

Contributi diversi non nulli degli elementi trasversali alla rigidezza rotazionale sono stati inoltre esaminati da Goel e Chopra¹⁶ per valutare l'influenza della variazione graduale del parametro γ_x sul comportamento strutturale. I massimi valori della risposta di sistemi con breve periodo di vibrazione, progettati con centro plastico coincidente con il centro delle rigidezze ($e_p = e_s$), sono notevolmente influenzati da tale parametro: al crescere del contributo torsionale degli elementi trasversali, la rotazione massima diminuisce mentre lo spostamento traslazionale aumenta (Fig. 2.7). Poiché la diminuzione della rotazione torsionale è più considerevole dell'aumento dello spostamento traslazionale, l'aumento del fattore γ_x induce diminuzioni degli spostamenti massimi degli elementi sul lato flessibile della struttura ed aumenti di quelli sul lato rigido, e comporta quindi valori decrescenti della massima richiesta di duttilità. Trascurabile, invece, appare l'influenza della variazione entro valori non nulli del parametro γ_x su sistemi di medio o elevato periodo.



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.7 Spettro di risposta di sistemi con o senza elementi resistenti ortogonali sollecitati dalla funzione di spostamento (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = 0$, $\nu = 0.05$)

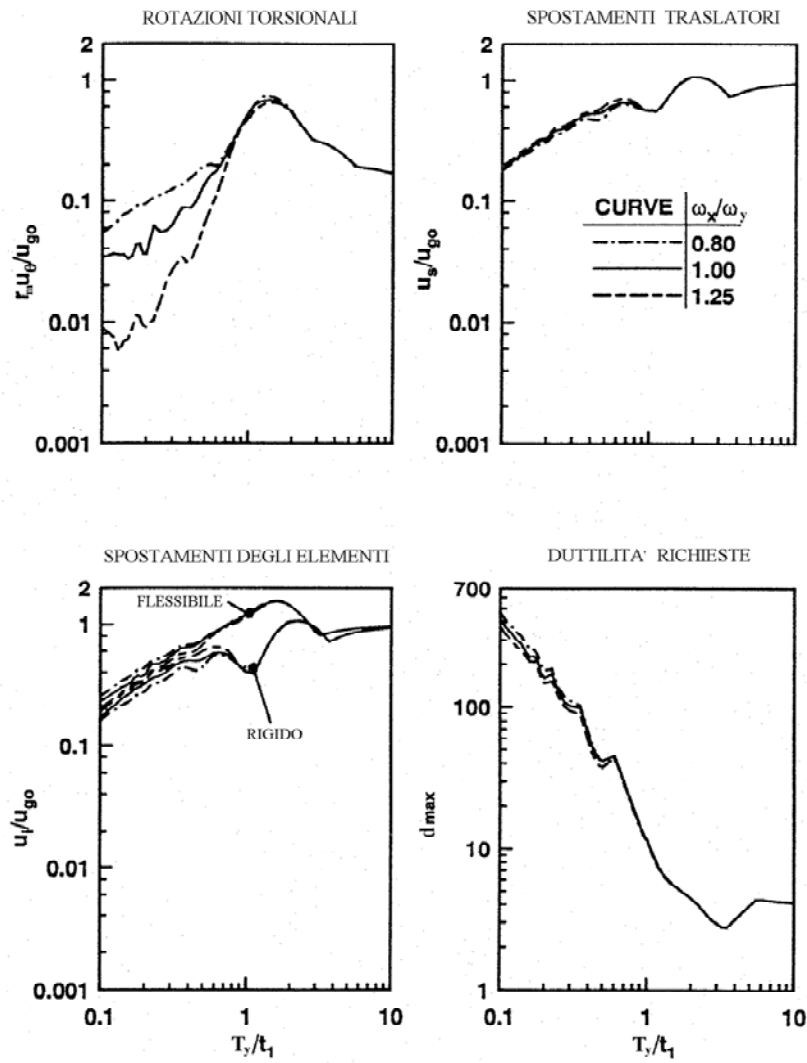
La risposta di sistemi progettati con eccentricità nulla delle resistenze ($e_p = 0$), infine, mostra anch'essa una trascurabile influenza dal parametro γ_x . In particolare, per tali sistemi, i valori massimi della rotazione torsionale, dello spostamento traslazionale e della richiesta di duttilità evidenziano modeste variazioni al variare dell'apporto alla rigidezza torsionale fornito dagli elementi trasversali.

2.4 LA RIGIDEZZA TRASLAZIONALE DEGLI ELEMENTI ORTOGONALI

Per valutare l'effetto, raramente indagato da altri studiosi, della rigidezza traslazionale in direzione trasversale sulla risposta strutturale in campo inelastico, sono stati considerati da Goel e Chopra^{16,19} sistemi caratterizzati da diversi valori del rapporto ω_x/ω_y tra frequenze traslazionali disaccoppiate nelle direzioni degli assi x ed y . Tutti i modelli sono progettati con valori dell'eccentricità delle resistenze sia nulli che coincidenti con l'eccentricità delle rigidezze.

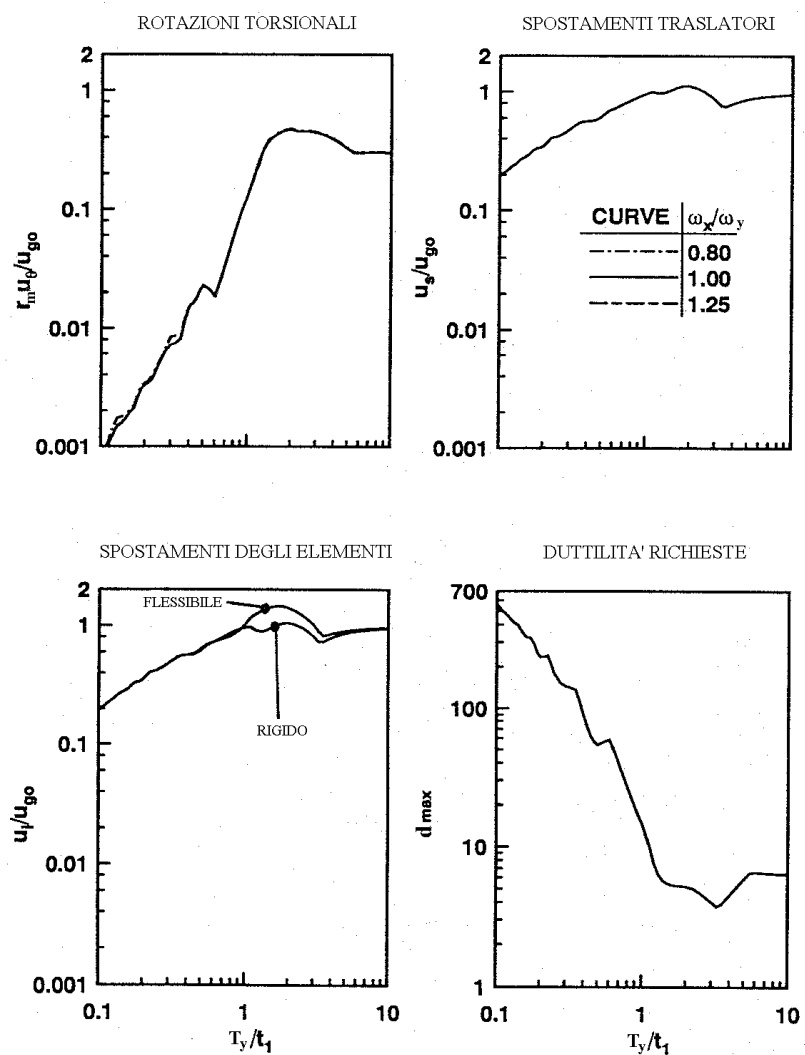
Le risposte massime di sistemi con breve periodo traslazionale nella direzione parallela all'azione sismica, progettati con eccentricità delle resistenze eguale a quella delle rigidezze ($e_p = e_s$), mostrano, all'aumentare del parametro ω_x/ω_y , una diminuzione dell'accoppiamento latero-torsionale (Fig. 2.8). Il sistema, dunque, manifesta minori rotazioni torsionali e maggiori spostamenti traslazionali. Poiché l'effetto della rotazione è maggiore di quello della traslazione, il sistema evidenzia, inoltre, all'aumentare del parametro ω_x/ω_y , diminuzioni degli spostamenti del lato flessibile ed incrementi degli spostamenti del lato rigido. La massima richiesta di duttilità, infine, in conseguenza dei minori spostamenti del lato flessibile, diminuisce all'aumentare del parametro ω_x/ω_y . La risposta di sistemi con periodo medio-alto non sembra, infine, risentire della variazione del parametro analizzato.

L'effetto delle variazioni del parametro ω_x/ω_y sulla risposta di strutture progettate con valore nullo dell'eccentricità delle resistenze ($e_p=0$) è essenzialmente indipendente dalla variazione considerata del rapporto ω_x/ω_y nell'intero campo di periodi di vibrazione esaminato (Fig. 2.9).



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.8 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici sollecitati dalla funzione di spostamento
(parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = \text{variabile}$, $q = 4$, $e_p = e_s$, $\nu = 0.05$)



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

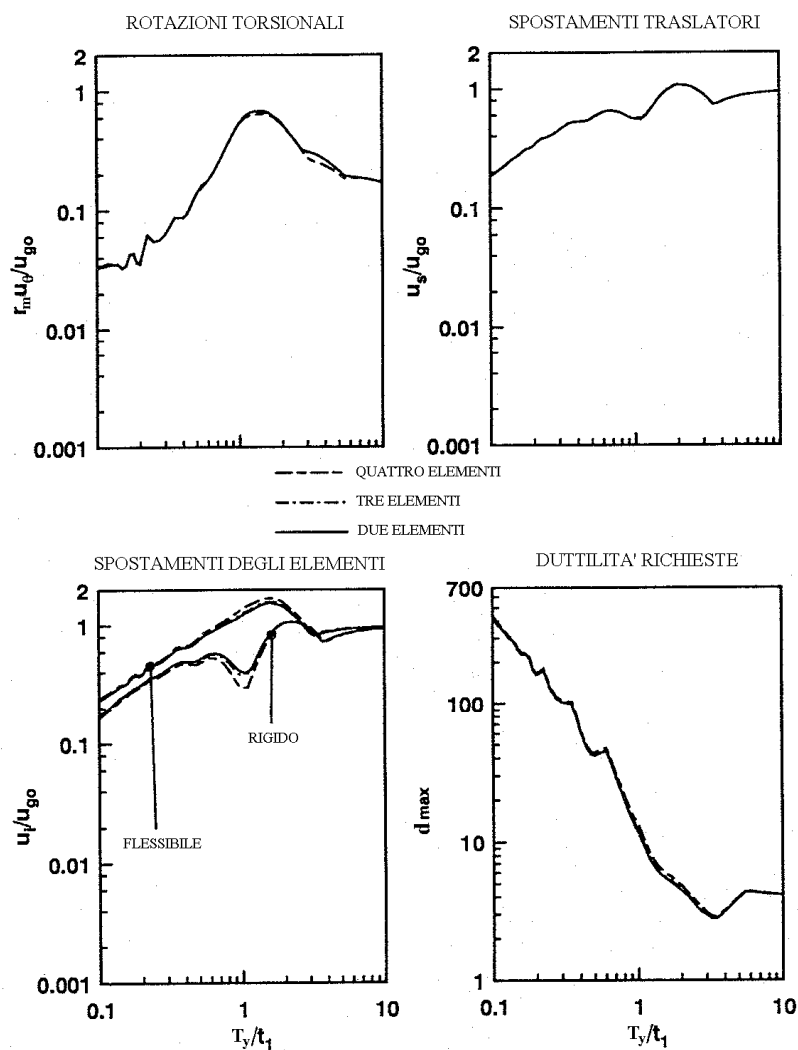
Fig. 2.9 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici sollecitati dalla funzione di spostamento (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = \text{variabile}$, $q = 4$, $e_p = 0$, $\nu = 0.05$)

2.5 IL NUMERO DEGLI ELEMENTI RESISTENTI

Mentre la risposta elastica dei sistemi asimmetrici è indipendente dal numero e dalla posizione degli elementi resistenti, la risposta inelastica ne è condizionata perché evoluzioni diverse delle plasticizzazioni determinano differenti spostamenti del centro delle rigidezze e dunque variazioni temporanee diverse delle caratteristiche elastiche.

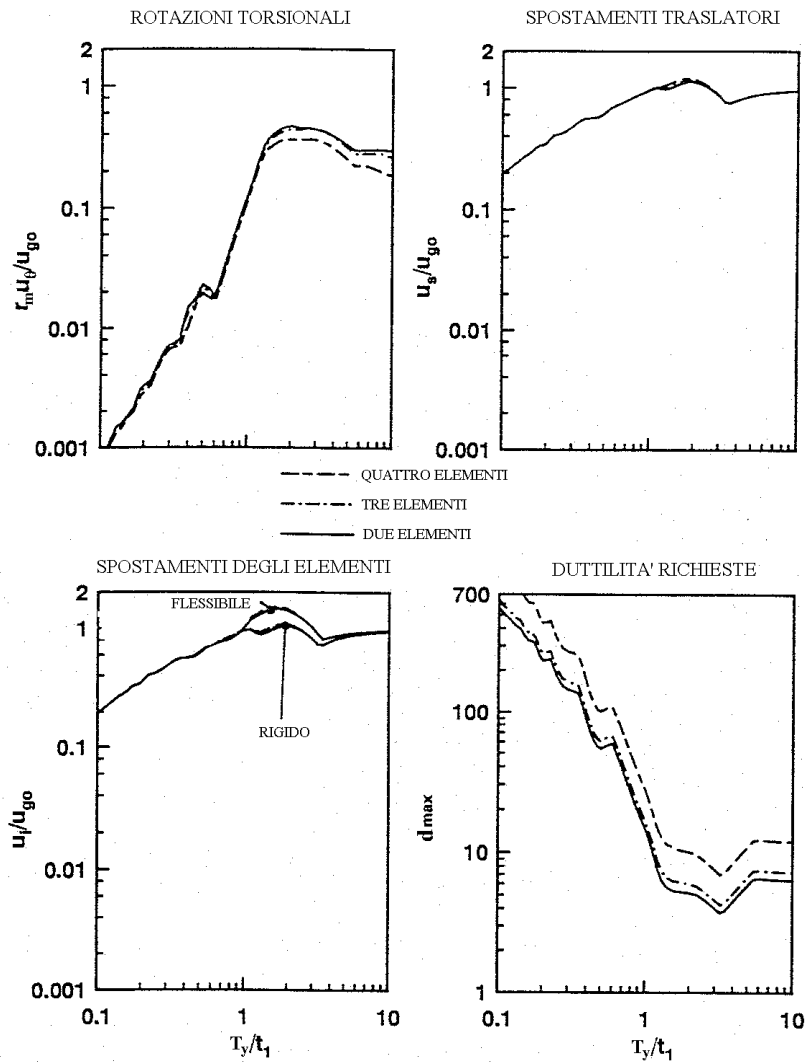
Nel corso delle loro ricerche, Goel e Chopra^{16, 19} hanno considerato modelli con numero variabile di elementi nella direzione parallela all'azione sismica, progettati con valori diversi dell'eccentricità delle resistenze. Il numero degli elementi resistenti longitudinali, disposti nella direzione di azione del sisma, mostra un modesto effetto sulla risposta inelastica di sistemi asimmetrici progettati con posizione del centro plastico eguale a quella del centro delle rigidezze ($e_p = e_s$). I massimi valori degli spostamenti traslatori e delle rotazioni d'impalcato (Fig. 2.10) sono essenzialmente indipendenti dalla variazione del numero di elementi resistenti assunti nella direzione dell'azione sismica. Unicamente i massimi spostamenti dei singoli elementi resistenti evidenziano una certa dipendenza dal parametro analizzato: gli spostamenti del lato flessibile della struttura aumentano mentre quelli del lato rigido decrescono per valori crescenti del numero di elementi longitudinali considerato. Ciò è tuttavia giustificato dalla maggiore distanza stabilita dagli autori tra gli elementi strutturali di estremità per sistemi con numero crescente di elementi resistenti. Le rotazioni torsionali, pressoché eguali al variare del numero di elementi resistenti, determinano, quindi, maggiori spostamenti negli elementi strutturali più distanti dall'istantaneo centro di rotazione.

La risposta di modelli progettati con eccentricità nulla del centro delle resistenze mostra ancora modesti effetti nei valori delle rotazioni e degli spostamenti traslatori massimi così come negli spostamenti degli elementi del lato flessibile e rigido della struttura, ma evidenziano un apprezzabile aumento delle richieste di duttilità negli elementi del lato rigido, all'aumentare del numero di elementi resistenti longitudinali (Fig. 2.11).



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.10 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici sollecitati dalla funzione di spostamento
(parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = e_s$, $\nu = 0.05$)



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.11 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici sollecitati dalla funzione di spostamento
 (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = 0$, $\nu = 0.05$)

2.6 ECCENTRICITÀ DELLE MASSE E DELLE RIGIDEZZE

Posizioni diverse dei centri di massa e di rigidezza determinano, in sistemi asimmetrici aventi identiche caratteristiche dinamiche, risposte elastiche eguali ma risposte inelastiche differenti.

Elaborazioni numeriche condotte da Goel e Chopra con riferimento a modelli con eccentricità delle masse o delle rigidezze, progettati con eguali eccentricità del centro plastico e del centro delle rigidezze, mostrano una pressoché totale coincidenza degli spostamenti traslatori e delle rotazioni torsionali (Fig. 2.12), evidenziando tuttavia minori spostamenti degli elementi resistenti longitudinali in sistemi con eccentricità delle masse. In tali ultimi sistemi, infatti, gli elementi resistenti del lato flessibile e del lato rigido sono rispettivamente più vicini e lontani dal centro delle rigidezze di quanto non siano gli stessi elementi in analoghi sistemi con eccentricità delle rigidezze. Gli effetti dell'accoppiamento latero-torsionale, in termini di spostamenti, sono pertanto, in strutture con eccentricità delle masse, meno sentiti sul lato flessibile e più accentuati sul lato rigido di quanto non siano in analoghi sistemi con eccentricità delle rigidezze, poiché nei primi una stessa rotazione induce minori incrementi di spostamento del lato flessibile in virtù di una sua minore distanza dal centro delle rigidezze. In sistemi con eccentricità delle masse, progettati con eguaglianza delle eccentricità del centro delle resistenze e delle rigidezze, anche le richieste di duttilità assumono valori minori, in conseguenza dei minori spostamenti del lato flessibile della struttura, laddove in tali sistemi si manifestano generalmente le massime duttilità.

Per sistemi progettati con eccentricità nulla delle resistenze, invece, i parametri della risposta mostrano più sensibili differenze (Fig. 2.13). La rotazione di sistemi con eccentricità delle masse è minore di quella manifestata da analoghi sistemi con eccentricità delle rigidezze, mentre lo spostamento traslatorio è praticamente non condizionato dal tipo di eccentricità strutturale in un ampio campo di valori del periodo di vibrazione, ad eccezione della regione dello spettro a velocità costante dove esso tende ad assumere valori maggiori in sistemi con eccentricità delle masse. Ciò determina, in sistemi con eccentricità delle masse

aventi medi periodi di vibrazione, spostamenti minori degli elementi del lato flessibile e spostamenti maggiori degli elementi del lato rigido. Per periodi ricadenti nelle altre regioni dello spettro di risposta, gli spostamenti degli elementi resistenti sono indipendenti dal tipo di eccentricità strutturale. La richiesta di duttilità di sistemi con eccentricità delle masse, progettati con eccentricità nulla delle resistenze, è nettamente maggiore di quella manifestata da analoghi sistemi con eccentricità delle rigidezze. Le massime richieste di duttilità si manifestano infatti, in tali sistemi, negli elementi del lato rigido laddove, in sistemi con eccentricità delle masse progettati con eccentricità nulla delle resistenze, le resistenze presentano valori minori e gli spostamenti valori non minori di quelli di analoghi sistemi con eccentricità delle rigidezze. Tali risultati indicano che per sistemi progettati con eguali eccentricità delle resistenze e delle rigidezze, sistemi con eccentricità strutturali di tipo diverso possono essere utilizzati indifferentemente per il calcolo dello spostamento traslatorio ma non per la previsione delle richieste di duttilità. Sistemi con tipi diversi di eccentricità strutturale, progettati con eccentricità nulla delle resistenze, invece, non possono essere utilizzati indistintamente né per la previsione degli spostamenti né per quella delle massime richieste di duttilità.

2.7 L'ECCENTRICITÀ DELLE RESISTENZE

Come già evidenziato nei precedenti paragrafi, la distribuzione delle resistenze tra gli elementi strutturali ha una notevole importanza nel comportamento degli edifici asimmetrici. Una progettazione con distribuzione delle resistenze simmetrica intorno al centro di massa impone, negli elementi del lato rigido della struttura, spostamenti di plasticizzazione minori di quelli degli elementi del lato flessibile. Ciò induce, negli elementi rigidi e flessibili di strutture progettate con eccentricità nulla delle resistenze, impegni plastici che intervengono in un lasso di tempo rispettivamente molto più lungo e più corto di quello evidenziato dai corrispondenti sistemi progettati con eguaglianza delle eccentricità delle resistenze e delle rigidezze.

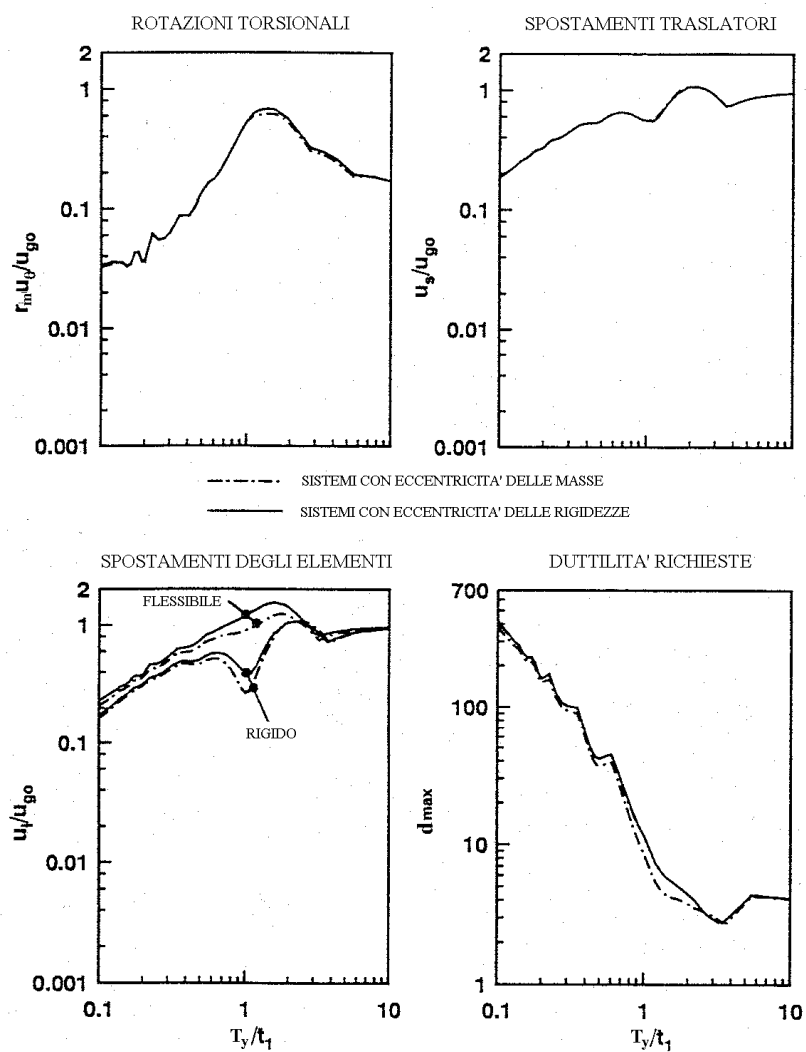
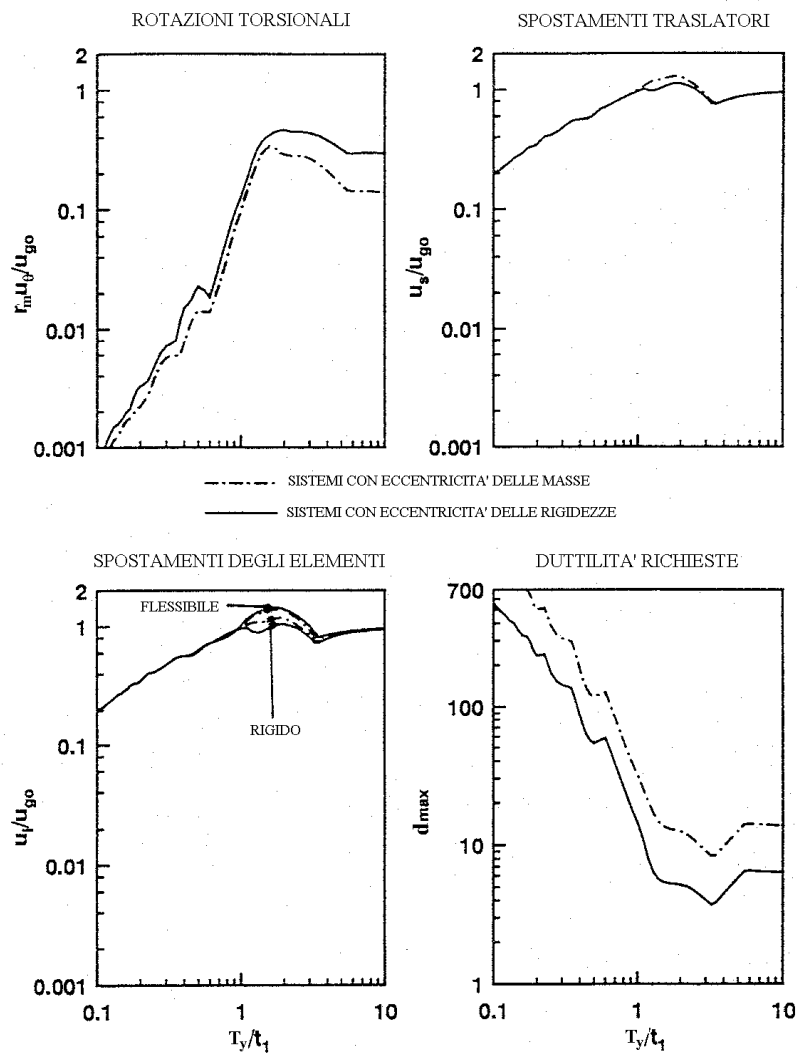
(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.12 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici sollecitati dalla funzione di spostamento
(parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = e_s$, $\nu = 0.05$)



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.13 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici
sollecitati dalla funzione di spostamento
(parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$,
 $q = 4$, $e_p = 0$, $\nu = 0.05$)

Gli elementi strutturali ortogonali alla direzione di azione del sisma, inoltre, generalmente non superano, in sistemi progettati con eccentricità nulla delle resistenze, la soglia plastica, mentre permangono in campo plastico per un intervallo di tempo piuttosto lungo in sistemi progettati con eccentricità delle resistenze eguale all'eccentricità delle rigidezze (Fig. 2.14). In conseguenza di ciò, la rigidezza torsionale del sistema progettato con eccentricità nulla delle resistenze si annulla per un tempo minore rispetto all'analogo sistema progettato con eguaglianza dell'eccentricità delle resistenze e delle rigidezze e presenta, dunque, minori rotazioni torsionali. La rigidezza laterale si annulla, invece, per intervalli di tempo simili in strutture progettate con eccentricità delle resistenze nulla oppure eguale a quella delle rigidezze.

In Fig. 2.15 è mostrato lo spettro di risposta, in termini di spostamenti traslatori, rotazioni d'impalcato, spostamenti totali e richieste di duttilità, di sistemi progettati con valori diversi dell'eccentricità delle resistenze. Le rotazioni torsionali e gli spostamenti del centro delle rigidezze sono sensibilmente influenzati dall'eccentricità del centro plastico nel campo dei brevi periodi di vibrazione. La rotazione torsionale, in sistemi asimmetrici progettati con eccentricità delle resistenze minori di quelle delle rigidezze, presenta valori minori che non in sistemi progettati con eguaglianza dell'eccentricità delle resistenze e delle rigidezze, mentre la traslazione del centro di rigidezza mostra valori leggermente maggiori in questi ultimi. In sistemi progettati con eccentricità delle resistenze minori di quelle delle rigidezze, inoltre, gli spostamenti traslatori e le rotazioni torsionali si combinano in modo tale da amplificare gli spostamenti del lato rigido e ridurre quelli del lato flessibile, rispetto ad analoghi sistemi con eguaglianza dell'eccentricità delle resistenze e delle rigidezze. Le richieste di duttilità di sistemi progettati con diversi valori dell'eccentricità del centro plastico, infine, sono influenzate dalla distribuzione delle resistenze in tutto il campo di periodi analizzati, con valori generalmente maggiori per sistemi con basse eccentricità del centro plastico.

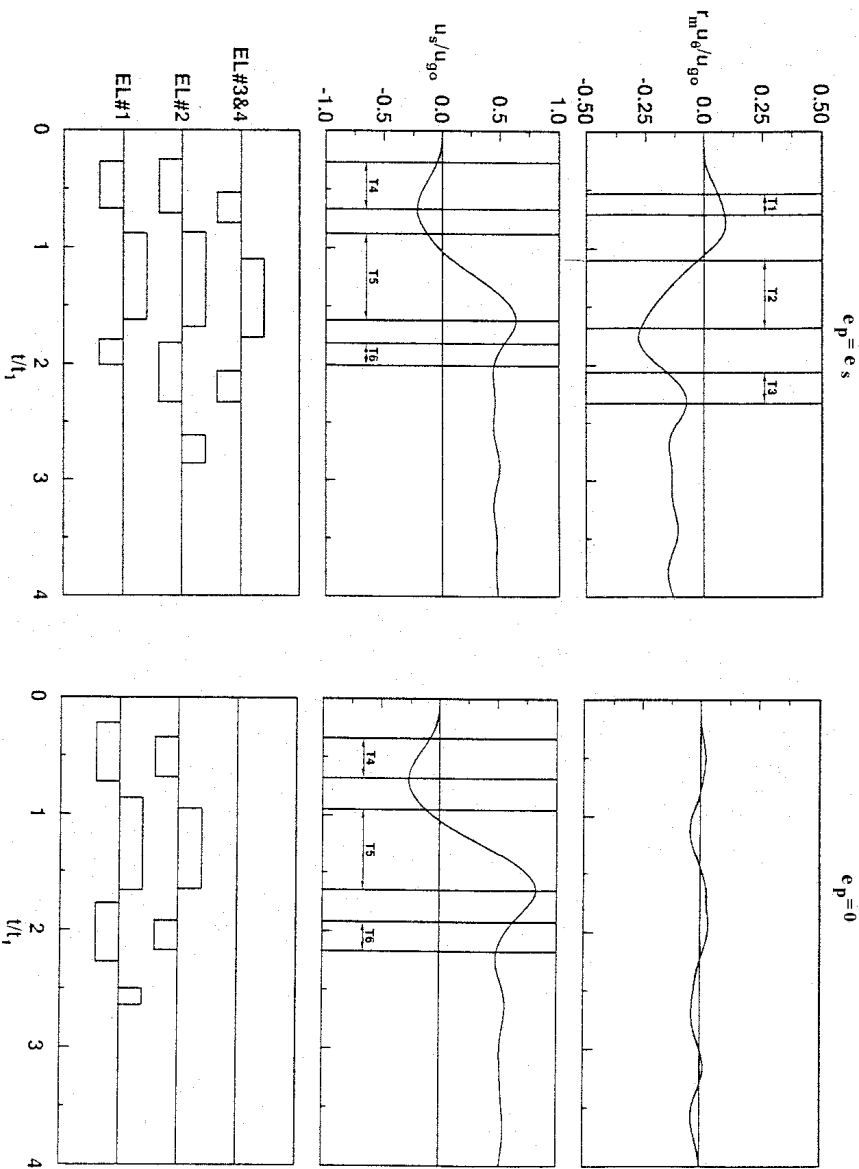
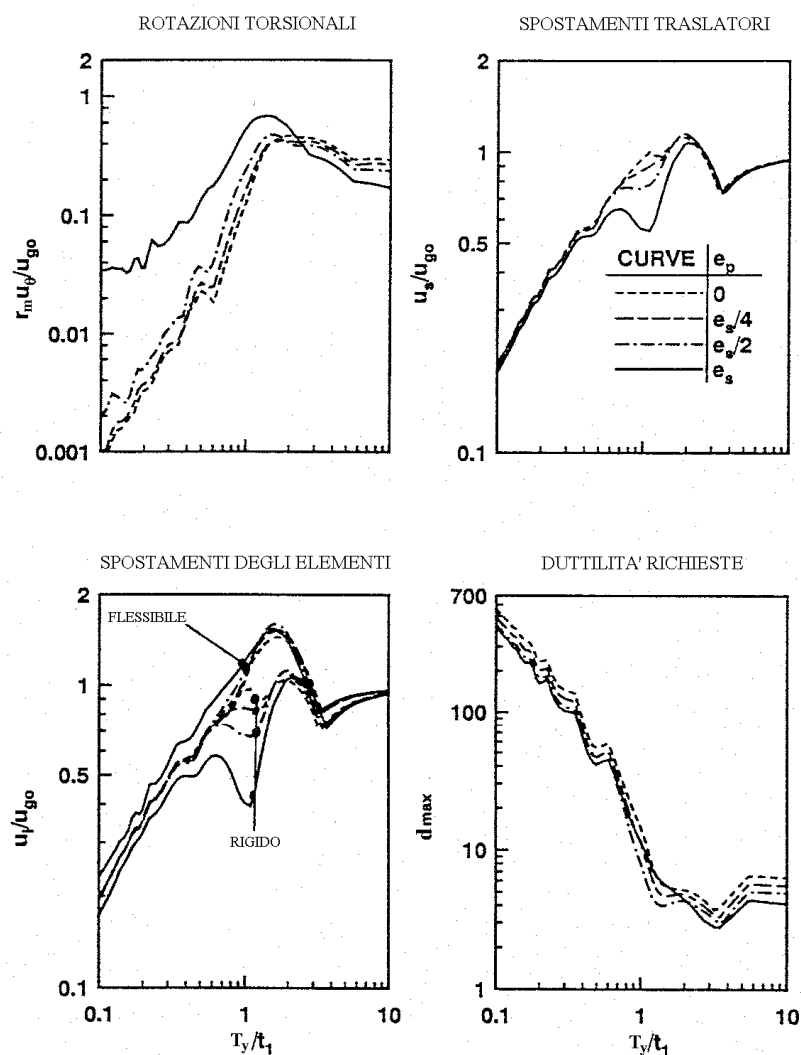


Fig. 2.1.4 Storia temporale della risposta di sistemi asimmetrici con quattro elementi sollecitati dalla funzione di spostamento
(parametri di progetto: $T_y/t_1 = 0.75$, $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_s = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = e_s$, $\nu = 0.05$)



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.15 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici sollecitati dalla funzione di spostamento (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p = \text{variabile}$, $\nu = 0.05$)

2.8 L'ECCENTRICITÀ STRUTTURALE

Le risposte di sistemi in campo elastico ed inelastico sono significativamente influenzate dall'eccentricità strutturale. La rotazione torsionale d'impalcato mostra incrementi all'aumentare dell'eccentricità strutturale per un ampio campo di valori del periodo di vibrazione. In strutture a comportamento elastico con brevi periodi di vibrazione, la rotazione d'impalcato aumenta proporzionalmente con il valore dell'eccentricità strutturale, mentre in strutture a comportamento inelastico essa può manifestare, nello stesso campo di periodi di vibrazione, valori ancor maggiori, particolarmente per elevati valori dell'eccentricità strutturale, in virtù dei lunghi intervalli di tempo in cui la rigidezza torsionale si annulla. La rotazione d'impalcato di strutture con periodo di vibrazione traslazionale disaccoppiato molto elevato, invece, tende a zero per strutture elastiche mentre evidenzia valori non nulli in analisi inelastiche delle stesse strutture. Per bassi valori di eccentricità strutturale, inoltre, i maggiori incrementi di rotazione sono denunciati da sistemi ricadenti nella zona a velocità costante dello spettro mentre per valori elevati dell'eccentricità strutturale notevoli incrementi della rotazione d'impalcato sono evidenziati da strutture aventi periodo di vibrazione ricadente nella zona ad accelerazione costante dello spettro. Nelle analisi inelastiche, le rotazioni torsionali, all'aumentare dell'eccentricità strutturale, sono minori in sistemi progettati con eccentricità nulla delle resistenze rispetto ad analoghi sistemi con eguaglianza dell'eccentricità delle resistenze e delle rigidezze, con differenze più accentuate nella zona ad accelerazione costante dello spettro.

Lo spostamento del centro delle rigidezze è influenzato principalmente nella zona a velocità costante dello spettro dove esso generalmente si riduce all'aumentare dell'eccentricità strutturale. Significanti riduzioni si riscontrano in sistemi con elevate eccentricità strutturali mentre comportamenti inelastici strutturali analoghi a quelli di sistemi simmetrici sono ottenuti da strutture con bassi valori dell'eccentricità strutturale. Lo spostamento traslatorio sembra inoltre non essere influenzato dalla eccentricità strutturale per periodi molto brevi o lunghi mentre evidenzia apprezzabili variazioni nel campo dello spettro a velocità costante.

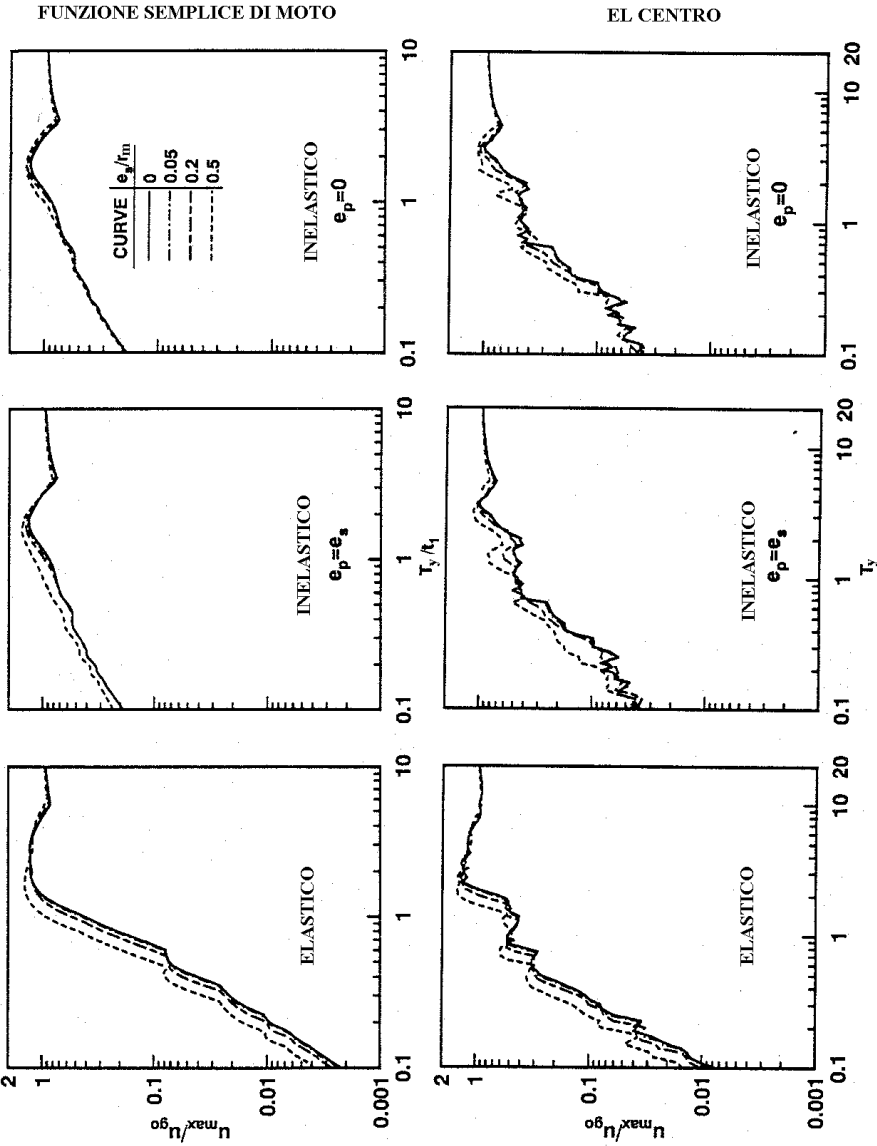


Fig. 2.16 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici sollecitati dalla funzione di spostamento

(parametri di progetto: e_s/r_m = variabile, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\alpha_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, e_p = variabile, $\nu = 0.05$)

Le maggiori rotazioni proprie della risposta inelastica di strutture asimmetriche ed i minori spostamenti traslatori inducono generalmente, all'aumentare dell'eccentricità strutturale, incrementi degli spostamenti massimi negli elementi resistenti. Tale tendenza è verificata in un ampio campo di valori del periodo di vibrazione ad eccezione di pochi isolati valori. L'incremento dello spostamento massimo è più pronunciato per sistemi elastici rispetto a sistemi inelastici, essendo minore in sistemi progettati con eccentricità nulla delle resistenze rispetto ad analoghi sistemi con eguaglianza dell'eccentricità delle resistenze e delle rigidità. L'aumento dello spostamento è significativo nelle zone dello spettro ad accelerazione e velocità costante mentre è trascurabile nella zona a spostamento costante (Fig. 2.16).

2.9 IL RAPPORTO TRA FREQUENZE TORSIONALI E TRASLAZIONALI DISACCOPPATE

Un parametro di notevole importanza per la risposta inelastica delle strutture asimmetriche è rappresentato dal rapporto Ω_θ tra le frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. Esso individua con valori maggiori dell'unità strutture torsio-rigide ovvero sistemi aventi un modo fondamentale di vibrazione prevalentemente traslazionale e con valori minori strutture torsio-deformabili ossia sistemi caratterizzati da un modo fondamentale di vibrazione sostanzialmente rotazionale. Le risposte strutturali, per valori decrescenti del parametro Ω_θ , mostrano rotazioni d'impalcato crescenti su un ampio campo di periodi, con effetti maggiori per sistemi con periodi di vibrazione ricadenti nella zona ad accelerazione costante dello spettro, lievi per sistemi con medio periodo di vibrazione e trascurabili per sistemi con elevato periodo di vibrazione. La massima rotazione torsionale è, in sistemi elastici, proporzionale all'inverso del quadrato del fattore Ω_θ e pertanto aumenta rapidamente al decrescere di Ω_θ . In sistemi inelastici, essa è parimenti crescente al decrescere del rapporto Ω_θ tra le frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, mostrando, talvolta, incrementi persino maggiori.

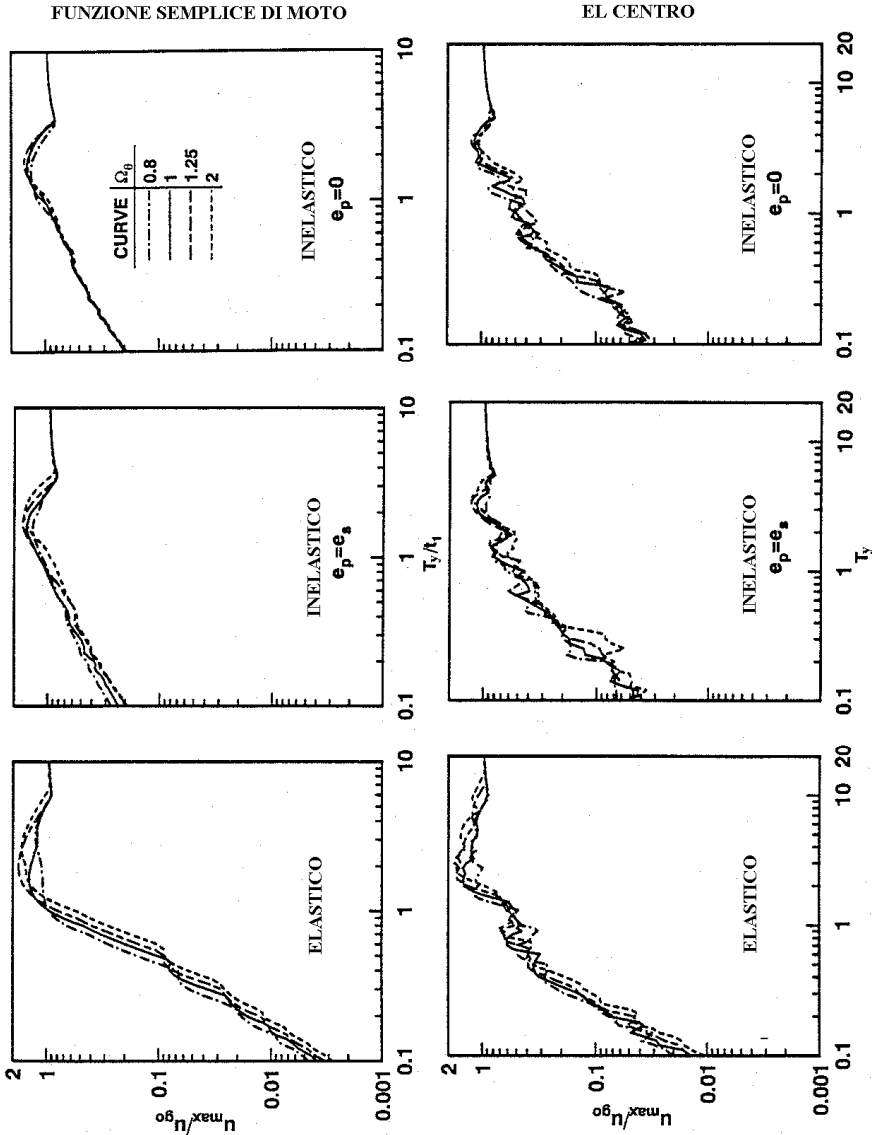


Fig. 2.17 Spettro di risposta degli spostamenti massimi di sistemi asimmetrici (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$, $q = 4$, $e_p =$ variabile, $\nu = 0.05$)

Minori incrementi della rotazione torsionale sono comunque evidenziati da sistemi progettati con eccentricità nulla delle resistenze rispetto a sistemi progettati con eccentricità del centro plastico eguale all'eccentricità del centro delle rigidezze.

I risultati evidenziano inoltre che lo spostamento del centro delle rigidezze tende a diminuire, al decrescere del rapporto Ω_θ per sistemi con periodo di vibrazione ricadente nel campo a velocità costante dello spettro mentre assume valori pressoché costanti al variare del parametro Ω_θ per sistemi con periodi laterali di vibrazione appartenenti al campo ad accelerazione e spostamento costante dello spettro.

Gli spostamenti massimi degli elementi (Fig. 2.17) aumentano al decrescere di Ω_θ per sistemi con periodo appartenente al campo dello spettro ad accelerazione costante. Per sistemi con periodo ricadente nel tratto a velocità costante dello spettro e nei tratti di transizione tale tendenza può mostrare delle inversioni mentre nel campo dello spettro a spostamento costante l'influenza di Ω_θ sembra essere trascurabile. Tra i sistemi progettati con distribuzioni diverse delle resistenze, infine, strutture progettate con eccentricità nulla delle resistenze mostrano una minore influenza del parametro Ω_θ , particolarmente nel campo ad accelerazione costante dello spettro.

2.10 IL FATTORE DI COMPORTAMENTO

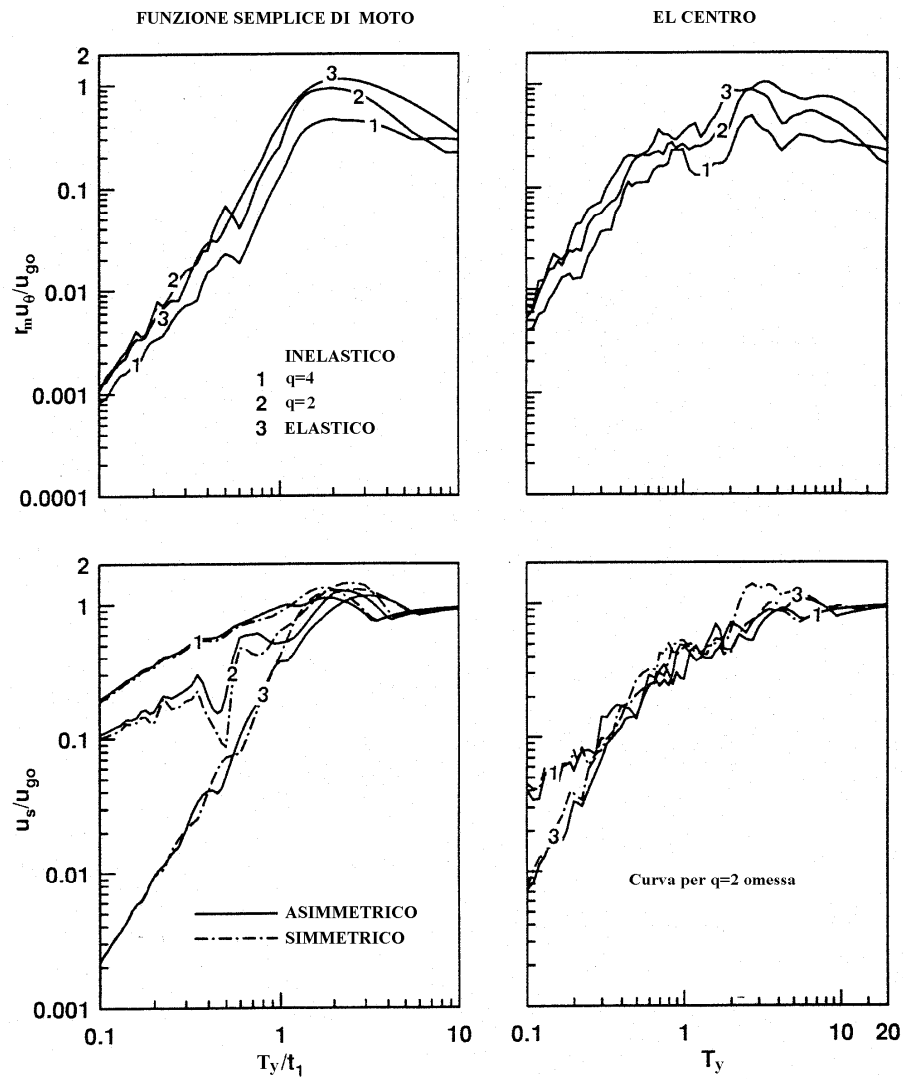
La risposta di sistemi asimmetrici ad eccitazioni sismiche è marcatamente influenzata anche dal fattore di comportamento considerato nella progettazione dei sistemi strutturali.

Lo spostamento del centro di rigidezza è condizionato sensibilmente dal periodo di vibrazione della struttura esaminata (Fig. 2.18). Nel campo dello spettro ad accelerazione costante, lo spostamento traslatorio è incrementato da valori crescenti del fattore di comportamento. Nel tratto, invece, a velocità costante, diversi fattori di comportamento possono avere effetti differenti sullo spostamento del centro delle rigidezze, in funzione del periodo di vibrazione considerato. Nel campo dello spettro a spostamento costante, infine, lo spostamento traslatorio è

governato dallo spostamento massimo al suolo ed è pertanto insensibile a variazioni del fattore di comportamento.

Per quanto attiene la rotazione torsionale, essa dipende essenzialmente dal periodo di vibrazione laterale disaccoppiato e dall'eccentricità delle resistenze e delle rigidezze. Nel campo dello spettro governato dalla massima accelerazione al suolo, in sistemi progettati con eccentricità del centro plastico eguale a quella del centro delle rigidezze e dotati di notevole eccentricità strutturale, la rotazione torsionale è incrementata dalla diminuzione del fattore di comportamento. Per eccentricità strutturali basse, invece, la rotazione torsionale massima tende ad essere minore di quella elastica. La rotazione torsionale di sistemi progettati con eccentricità nulla delle resistenze e con fattore di comportamento molto basso è minore di quella elastica per eccentricità strutturali sia elevate sia piccole. Nel campo dello spettro a velocità e spostamento costante, la rotazione dei sistemi asimmetrici si riduce al crescere del fattore di comportamento.

Gli spostamenti massimi dei singoli elementi resistenti sono influenzati dal fattore di comportamento in modo simile allo spostamento traslatorio essendo l'apporto della rotazione allo spostamento minore all'aumentare del fattore di comportamento (Fig. 2.19).



(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.18 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici
(parametri di progetto: $e_s / r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x / \omega_y = 1$,
 q = variabile, $e_p = 0$, $\nu = 0.05$)

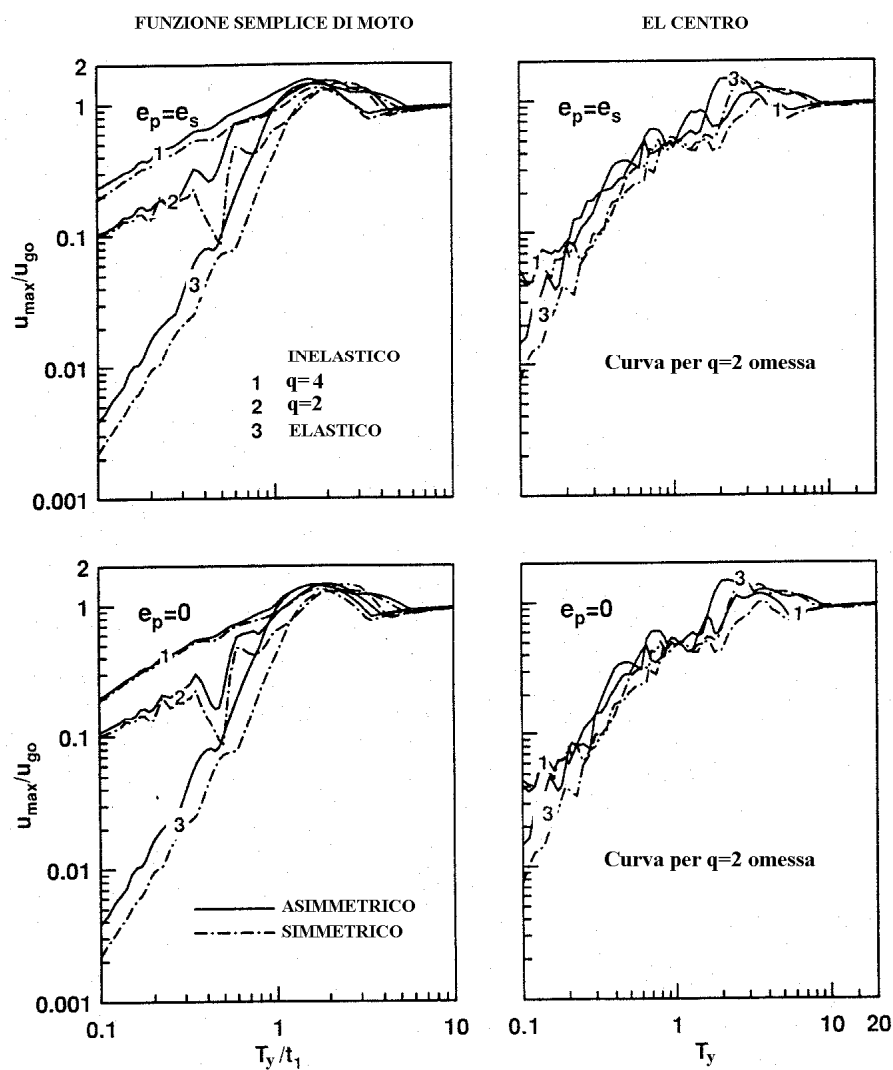
(figura tratta da Goel e Chopra¹⁶)

Fig. 2.19 Spettro di risposta di sistemi asimmetrici
 (parametri di progetto: $e_s/r_m = 0.5$, $\Omega_\theta = 1.0$, $\gamma_x = 0.5$, $\omega_x/\omega_y = 1$,
 q = variabile, $e_p = e_s$, $\nu = 0.05$)

Capitolo 3

IL MODELLO DI CALCOLO

3.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED INERZIALI

In linea con le scelte effettuate da altri studiosi dello stesso problema, in questa fase del lavoro, allo scopo di valutare l'influenza delle caratteristiche geometriche, inerziali e meccaniche delle strutture sul comportamento inelastico degli edifici planimetricamente irregolari, è stato definito un modello semplificato di edificio ad un solo piano.

Il sistema è dotato di impalcato rigido, di forma rettangolare, supportato da elementi resistenti, rappresentanti telai o pareti, disposti secondo direzioni tra loro ortogonali.

La geometria del modello è definita dalle posizioni degli elementi resistenti, presenti in numero variabile nelle direzioni principali, individuate dalle distanze degli elementi dal centro del sistema di riferimento, coincidente con il centro geometrico dell'impalcato. Le dimensioni di quest'ultimo sono immediatamente dedotte dalle distanze tra gli elementi resistenti di estremità nelle direzioni degli assi coordinati.

Il modello di calcolo è considerato per semplicità monosimmetrico e costituito da elementi resistenti a comportamento elastico-perfettamente plastico aventi resistenza e rigidezza unicamente nel proprio piano. Il sistema presenta eccentricità strutturale nella direzione y di azione sismica, definita da posizioni diverse dei centri delle masse e delle rigidez-

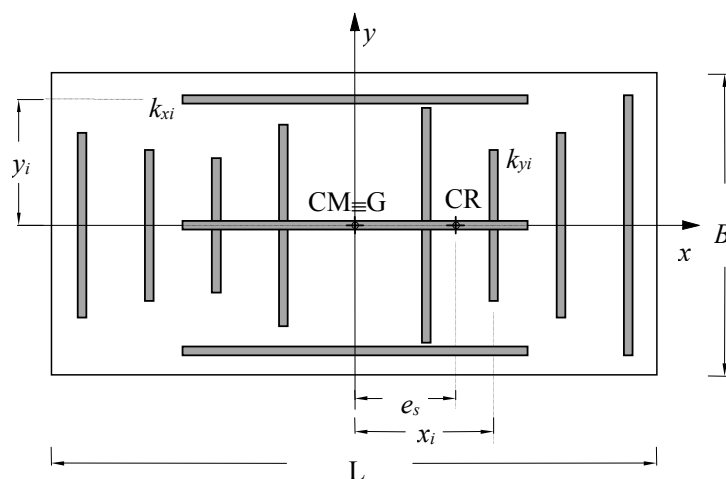


Fig. 3.1. Il modello di calcolo

ze degli elementi longitudinali (Fig. 3.1). Esso è inoltre dotato di elementi trasversali simmetricamente disposti rispetto al centro geometrico dell'impalcato.

Le caratteristiche inerziali del modello sono definite da valori della massa per unità di superficie e del relativo raggio d'inerzia assegnati ipotizzando per essi valori realistici che trovano conferma nelle comuni costruzioni per civile abitazione. La posizione del baricentro delle masse ed il valore del relativo raggio d'inerzia sono fissati indipendentemente dalla forma e dalle dimensioni dell'impalcato, nell'ipotesi che la distribuzione delle masse possa essere non uniforme.

3.2 IMPLEMENTAZIONE DI UNA PROCEDURA AUTOMATICA PER LA RIPARTIZIONE DELLE RIGIDEZZE

L'elevato numero di variabili che condiziona la risposta inelastica di sistemi planimetricamente irregolari induce ad un'attenta analisi parametrica del modello descritto, onde valutare il ruolo singolarmente svolto dai parametri sulla risposta strutturale. Per definire rapidamente sistemi aventi differenti caratteristiche dinamiche, è stata implementata una procedura automatica atta a stabilire distribuzioni delle rigidezze tra gli elementi resistenti che realizzino modelli di calcolo aventi le ri-

cercate proprietà elastiche.

Le caratteristiche dinamiche delle strutture analizzate sono individuate, nel presente lavoro, da precisi valori delle frequenze traslazionali disaccoppiate ω_x e ω_y nelle direzioni degli assi coordinati, dal rapporto Ω_0 tra le frequenze traslazionali in direzione y e torsionali disaccoppiate, dall'eccentricità strutturale e_s e dal rapporto γ_x tra il contributo alla rigidezza torsionale fornito dagli elementi orientati secondo l'asse x e la rigidezza torsionale totale.

Tutti i parametri che descrivono caratteristiche dinamiche del modello esaminato, e che non rientrano tra quelli sopra definiti, sono comunque esprimibili attraverso una loro combinazione, essendo essi indipendenti e strettamente sufficienti a stabilire appieno le caratteristiche dinamiche dei sistemi monopiano asimmetrici.

La rigidezza laterale totale del sistema, nella direzione degli assi coordinati, è fornita dalla conoscenza dei periodi di vibrazione traslazionali disaccoppiati, immediatamente ricavabili dalle frequenze traslazionali disaccoppiate ω_x e ω_y :

$$\begin{aligned} K_x &= 4 \pi^2 m / T_x^2 \\ K_y &= 4 \pi^2 m / T_y^2 \end{aligned} \quad (3.1)$$

La rigidezza torsionale K_θ rispetto al baricentro delle rigidezze CR è esprimibile invece attraverso la relazione:

$$K_\theta = \Omega_0^2 r_m^2 K_y \quad (3.2)$$

ed è scomponibile in aliquote differenti che competono agli elementi resistenti paralleli ai due assi coordinati:

$$K_{\theta x} = K_\theta \gamma_x \quad (3.3)$$

$$K_{\theta y} = K_\theta (1 - \gamma_x) \quad (3.4)$$

La conoscenza della rigidezza torsionale K_θ fornita dagli elementi longitudinali del modello rispetto al baricentro delle rigidezze CR consente infine la determinazione della rigidezza torsionale valutata rispetto al centro geometrico G dell'impalcato:

$$K_{\theta G} = K_{\theta y} + e_s^2 K_y \quad (3.5)$$

3.2.1 Ripartizione delle rigidezze tra gli elementi resistenti orientati secondo l'asse longitudinale

Allo scopo di effettuare una ripartizione delle rigidezze tra gli elementi resistenti disposti nella direzione dell'asse y , che induca nel modello le caratteristiche dinamiche desiderate, è stato inizialmente fissato un sistema, definito *sistema simmetrico di riferimento* (Fig. 3.2), dotato della ricercata rigidezza traslazionale K_y ripartita tra n_y elementi resistenti, simmetrici per geometria e rigidezza rispetto all'asse y , secondo leggi che trovano giustificazione nella usuale presenza, nella struttura degli edifici, di irrigidimenti (telai tompagnati) in corrispondenza del vano scala e del perimetro dell'impalcato.

Il sistema simmetrico di riferimento è costituito da due eguali *sistemi base*, speculari rispetto all'asse y e dotati di n_b elementi resistenti riferiti ad un sistema di assi locali ξ, η che ha origine nel centro geometrico G_b del sistema base. Gli elementi resistenti del sistema base presentano simmetria rispetto ad un asse s_b , posto a distanza d_b dall'asse y , e sono caratterizzati da un valore di rigidezza k_{i_b} e da una distanza ξ_{i_b} dal centro geometrico G_b del sistema base. Per le proprietà di simmetria si ha:

$$\xi_{i_b} = -\xi_{n_b-i+1} \quad i = 1, \dots, n_b/2 \quad (3.6)$$

$$k_{i_b} = k_{n_b-i+1} \quad i = 1, \dots, n_b/2 \quad (3.7)$$

$$\sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b} = 0 \quad (3.8)$$

Le rigidezze traslazionali K_b e torsionali $K_{\theta G_b}$ del sistema base intorno all'asse s_b valgono:

$$K_b = \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} = K_y / 2 \quad (3.9)$$

$$K_{\theta b} = \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b}^2$$

Il sistema così definito non possiede generalmente le caratteristiche meccaniche ricercate poiché presenta rigidezza torsionale intorno al centro delle rigidezze diversa da quella desiderata. In conseguenza di

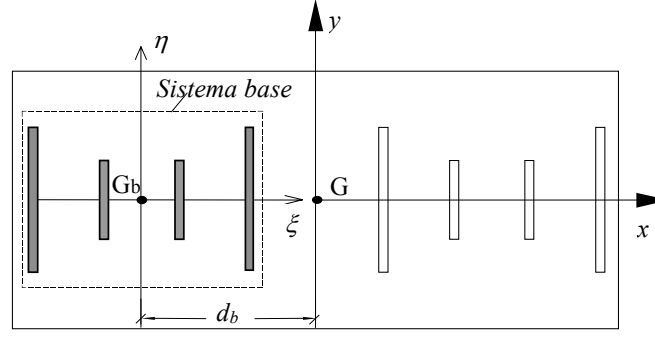


Fig. 3.2. Il *sistema base* ed il *sistema simmetrico di riferimento* (le dimensioni degli elementi sono proporzionali alle rigidezze)

ciò, le rigidezze degli elementi resistenti dei sistemi base sono modificate secondo una legge lineare, proporzionalmente alla distanza degli elementi dal centro G_b del sistema di riferimento locale, così da realizzare un nuovo sistema, definito *sistema simmetrico trasformato* (Fig. 3.3), che possiede le rigidezze traslazionali e rotazionali ricercate ed il baricentro delle rigidezze CR coincidente con quello geometrico G dell'impalcato²⁵. La legge di trasformazione lineare introdotta modifica la rigidezza del generico elemento del sistema base trasformato in:

$$k'_{i_b} = k_{i_b} (1 + \beta_1 \xi_{i_b}) \quad (3.10)$$

essendo β_1 il coefficiente di proporzionalità.

Tale trasformazione non cambia la rigidezza traslazionale totale e quella torsionale intorno al baricentro G_b del sistema base. Infatti

$$\sum_{i=1}^{n_b} k'_{i_b} = \sum_{i=1}^{n_b} (k_{i_b} + \beta_1 k_{i_b} \xi_{i_b}) = \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} + \beta_1 \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b} = K_b \quad (3.11)$$

$$\sum_{i=1}^{n_b} k'_{i_b} \xi_{i_b}^2 = \sum_{i=1}^{n_b} (k_{i_b} + \beta_1 k_{i_b} \xi_{i_b}) \xi_{i_b}^2 = \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b}^2 + \beta_1 \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b}^3 = K_{\theta b} \quad (3.12)$$

essendo $\sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b} = \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b}^3 = 0$ a causa della simmetria del sistema base.

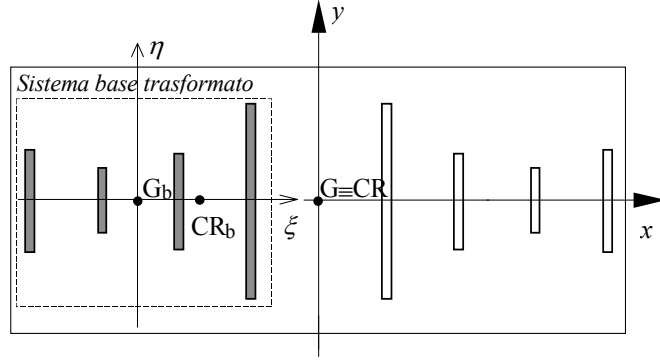


Fig. 3.3. Il sistema base trasformato ed il sistema simmetrico trasformato

Il momento statico della nuova distribuzione rispetto all'asse η del sistema di riferimento locale vale:

$$\sum_{i=1}^{n_b} k'_{i_b} \xi_{i_b} = \sum_{i=1}^{n_b} (k_{i_b} + \beta_1 k_{i_b} \xi_{i_b}) \xi_{i_b} = \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b} + \beta_1 \sum_{i=1}^{n_b} k_{i_b} \xi_{i_b}^2 = \beta_1 K_{\theta b} \quad (3.13)$$

mentre l'ascissa del centro di rigidezza del sistema base trasformato ξ'_{CR_b} è ottenuta da:

$$\xi'_{CR_b} = \frac{\sum_{i=1}^{n_b} k'_{i_b} \xi_{i_b}}{\sum_{i=1}^{n_b} k'_{i_b}} = \frac{\beta_1 K_{\theta b}}{K_b} \quad (3.14)$$

La rigidezza torsionale del sistema base trasformato intorno al proprio centro di rigidezza CR_b ed intorno a quello del sistema simmetrico trasformato CR può essere dunque espressa come:

$$K'_{\theta b} = K_{\theta b} - K_b \xi'^2_{CR_b} \quad (3.15)$$

$$\begin{aligned} K_{\theta G_y} &= 2 \left[K'_{\theta b} + K_b (d_b - \xi'_{CR_b})^2 \right] = 2 \left[K_{\theta b} + K_b d_b^2 - 2 d_b \xi'_{CR_b} \right] = \\ &= 2K_{\theta b} + 2K_b d_b^2 - 4\beta_1 K_{\theta b} d_b \end{aligned} \quad (3.16)$$

La procedura sviluppata mostra come da un sistema base, di rigidezza traslazionale eguale alla metà di quella desiderata, sia possibile ottenere un sistema simmetrico trasformato che abbia le definite rigidezze

traslazionali e torsionali, applicando ai sistemi base una trasformazione lineare delle rigidezze con coefficiente di proporzionalità β_1 fornito dalla relazione:

$$\beta_1 = \frac{2 K_{\theta b} + 2 K_b d_b^2 - K_{\theta Gy}}{4 K_{\theta b} d_b} \quad (3.17)$$

Le rigidezze del sistema simmetrico trasformato k'_{ib} , che si ottengono applicando la trasformazione lineare delle rigidezze separatamente ai due sistemi base, costituiscono ancora un insieme simmetrico rispetto all'asse y e sono tali da lasciare inalterata la rigidezza laterale totale e da modificare nel valore desiderato la rigidezza torsionale rispetto al centro delle rigidezze, coincidente con il baricentro geometrico dell'impalcato.

I sistemi simmetrici trasformati, così realizzati, caratterizzati da una posizione del baricentro delle masse differente dal centro geometrico dell'impalcato, costituiscono una particolare categoria di modelli asimmetrici, definiti *sistemi con eccentricità delle masse* (Mass Eccentric Systems o più brevemente MES).

Una seconda trasformazione lineare delle rigidezze risulta invece necessaria se si desidera ottenere un sistema con le stesse rigidezze totali, traslazionali e torsionali, del sistema simmetrico trasformato, ma con baricentro delle rigidezze non più coincidente con il baricentro geometrico dell'impalcato. Il coefficiente di proporzionalità β_2 , che consente la corretta definizione delle nuove rigidezze, è deducibile, analogamente a quanto fatto per il parametro β_1 , ipotizzando una trasformazione lineare delle rigidezze intorno al centro geometrico dell'impalcato che interessi contemporaneamente tutti gli elementi del sistema simmetrico trasformato e che garantisca i valori prescelti della rigidezza traslazionale e di quella torsionale intorno al centro geometrico dell'impalcato.

Il coefficiente di proporzionalità così ricavato presenta la seguente espressione:

$$\beta_2 = \frac{K_y x_{CR}}{K_{\theta Gy}} \quad (3.18)$$

I sistemi asimmetrici in tal modo generati e caratterizzati da una posi-

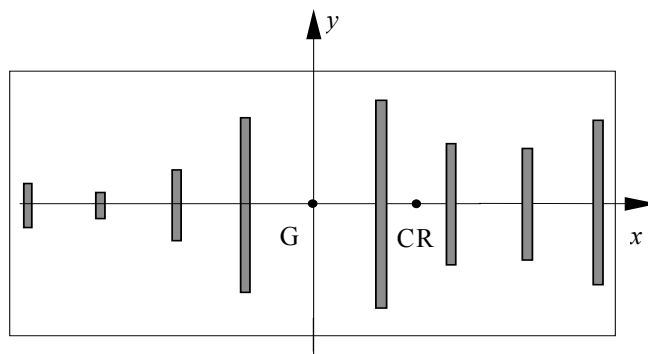


Fig. 3.4. Il sistema con eccentricità delle rigidezze (SES)

zione del baricentro delle masse coincidente con quella del baricentro geometrico dell'impalcato sono definiti *sistemi con eccentricità delle rigidezze* (Stiffness Eccentric Systems o più brevemente SES). In essi l'eccentricità strutturale tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze si realizza attraverso la posizione eccentrica di quest'ultimo rispetto al baricentro geometrico dell'impalcato (Fig. 3.4).

3.2.2 Ripartizione delle rigidezze tra gli elementi resistenti orientati secondo l'asse trasversale

Gli elementi resistenti trasversali sono presenti nel minimo numero, ossia tre, necessario per consentire di esplicitare, lasciando inalterata la geometria del sistema, ampi campi di variazione delle rigidezze traslazionali e rotazionali. Gli intervalli di definizione delle rigidezze globali sono limitati da valori delle stesse che inducono rigidezze negative in alcuni degli elementi resistenti.

Il valore delle rigidezze degli elementi resistenti trasversali, simmetrici per geometria e rigidezza rispetto all'asse x (Fig. 3.1), è facilmente determinabile, nota la corrispondente rigidezza laterale totale K_x e l'apporto $K_{\theta x}$ degli elementi resistenti trasversali alla rigidezza torsionale:

$$\begin{aligned} K_x &= 2k_{x1} + k_{x2} \\ K_{\theta x} &= 2k_{x1} y_{1x}^2 \end{aligned} \quad (3.19)$$

La soluzione del sistema fornisce i valori delle rigidezze:

$$k_{1x} = k_{3x} = \frac{K_{0x}}{2y_{1x}^2} \qquad k_{2x} = K_x - 2k_{1x} \qquad (3.20)$$

dove con numero dispari si sono indicati gli elementi resistenti di estremità.

Capitolo 4

LE REGISTRAZIONI ACCELEROMETRICHE

4.1 PREMESSA

La risposta delle strutture alle azioni sismiche è strettamente legata alle caratteristiche geometriche, inerziali e meccaniche delle strutture esaminate nonché a quelle delle azioni che su di esse si esercitano. Gli eventi sismici, che si manifestano attraverso un insieme di onde di movimento aventi ampiezza e direzione variabile in modo casuale nel tempo, costituiscono un modello di carico a priori non prevedibile con esattezza. La determinazione rigorosa della risposta sismica delle strutture, subordinata alla precisa conoscenza delle caratteristiche dello schema strutturale ed alla conoscenza della storia temporale delle componenti di movimento caratterizzanti l'evento sismico, è teoricamente perseguibile solo se si esegue una simulazione, a posteriori, del comportamento della struttura nel corso di un definito evento sismico. Essa non è invece prevedibile, in senso deterministico, in fase di progettazione strutturale, per la stessa natura aleatoria dei segnali accelerometrici. Tale peculiarità degli eventi sismici ha da sempre richiesto uno studio di caratterizzazione dei terremoti che consentisse di individuare parametri di fondamentale importanza della risposta strutturale, sufficienti per elaborare una corretta procedura di progettazione antisismica.

La previsione statistica di terremoti di assegnate caratteristiche implica un'approfondita conoscenza degli eventi sismici avvenuti nel passato. La possibilità di esprimere affidabili teorie in tal campo risulta, attualmente, indubbiamente limitata da un numero di registrazioni accelerometriche disponibili modesto, ristretto a quello degli eventi sismici occorsi, negli ultimi decenni, nelle aree a maggiore rischio sismico, laddove le reti di monitoraggio approntate ne hanno permesso la registrazione. Lo studio dei dati disponibili ha comunque consentito, in aree sismogenetiche diverse, una prima valutazione dell'influenza dell'origine dell'eccitazione sismica (meccanismo di faglia; distanza della faglia dal sito) e del tipo di terreno attraversato dalle onde di movimento (geologia del percorso tra sorgente e sito; condizioni locali del suolo in sito) sulle caratteristiche del segnale accelerometrico in prossimità del piano di posa delle fondazioni degli edifici. L'analisi delle registrazioni disponibili ha poi talvolta consentito, pur con l'approssimazione imposta da un numero modesto di campioni, di disegnare, per vaste aree geografiche, mappe di sismicità e di estrapolare per esse plausibili leggi probabilistiche dell'occorrenza di terremoti di assegnate caratteristiche^{26, 27}. Alcuni risultati delle ricerche condotte in tal settore hanno prodotto, a livello normativo, la definizione di spettri di risposta elastica, ad uniforme probabilità di occorrenza nel campo dei periodi di interesse ingegneristico, che per forma e valore stabilissero il massimo effetto atteso localmente su sistemi ad un solo grado di libertà a comportamento elastico, in termini di accelerazione, velocità e spostamento.

La definizione di parametri di valutazione dell'intensità sismica dei terremoti, sufficienti a stabilire una loro gerarchia in termini di potenzialità di danno, è richiesta invece dalla moderna filosofia dell'ingegneria sismica che stabilisce criteri di progetto diversi per eventi sismici di differente potenziale distruttivo. Sebbene controversa sia la definizione dell'indice di misura dell'intensità sismica, diffusamente accettato è il concetto che tale parametro debba tener conto contemporaneamente della massima accelerazione al suolo, del contenuto in frequenza e della durata efficace del segnale accelerometrico atteso^{28, 29}. Non esistendo tuttavia ancora un unanime accordo della comunità scientifica sull'adozione di un appropriato indice di misura dell'intensità sismica, le attuali nor-

mative assumono, quale fattore di scala dei terremoti, la massima accelerazione al suolo manifestata dall'evento sismico nell'arco della sua durata oppure altri parametri ad essa fortemente legati, come la massima accelerazione efficace al suolo^{8, 30}.

In previsione di una risposta strutturale che implichi escursioni in campo plastico dei materiali, gli spettri di progetto in termini di accelerazione, ottenuti mediante scalatura degli spettri di risposta elastica, forniscono uno strumento utile e semplice per la conoscenza della resistenza da assicurare alla struttura, che garantisca con una prefissata probabilità un determinato livello di richiesta di duttilità cinematica. La mancanza di informazioni relative all'energia d'ingresso trasmessa e quindi da dissipare in corrispondenza dei diversi periodi di vibrazione ha motivato la proposta, mossa da numerosi autori, di promuovere, in loro vece, per la progettazione strutturale, l'utilizzo degli spettri di progetto in termini di energia, che più accuratamente stimano gli effetti delle caratteristiche dell'evento sismico atteso (frequenze dominanti e durata) e del sistema sulla risposta strutturale inelastica.

Nelle analisi dinamiche al passo, la dipendenza delle massime risposte inelastiche delle strutture dall'evoluzione temporale delle componenti di movimento dell'evento tellurico, induce, inoltre, a considerare un insieme di registrazioni sismiche statisticamente rappresentativo dell'evento sismico atteso. Tale ricerca, effettuata con riferimento ad accelerogrammi naturali, dovrebbe essere a rigore circoscritta a sismi di caratteristiche uniformi ma la scelta entro un numero di campioni sempre molto limitato costringe, purtroppo spesso, ad un compromesso che impone di considerare sismi caratterizzati da differenti valori massimi dell'accelerazione al suolo e registrati in aree molto ampie con condizioni geologiche e geotecniche varie. Una prima selezione degli accelerogrammi che definisca un insieme caratterizzato da una discreta omogeneità di risposte spettrali, può beneficiare di un processo di scalatura che consenta ai singoli accelerogrammi di rispondere più adeguatamente alle caratteristiche richieste. Tale procedimento di scalatura non deve essere tuttavia accettato come rigoroso per la definizione di accelerogrammi naturali spettro-compatibili di definita intensità. Altre caratteristiche sismiche, come la durata del terremoto, non amplificate o co-

munque modificate dal processo di scalatura, sembrano essere infatti statisticamente legate al livello di intensità considerato.

La conoscenza dello spettro di risposta elastica o degli spettri di potenza del segnale accelerometrico atteso consente, in alternativa, di generare artificialmente accelerogrammi che siano con essi coerenti, in numero comunque sufficiente a svolgere analisi statistiche. Ciò consente di superare il problema della omogeneità dei campioni selezionati ma implica la scelta di segnali accelerometrici che non rappresentano manifestazioni di reali terremoti ed il cui scostamento dal vero dipende essenzialmente dall'esattezza delle ipotesi stabilite e dalle caratteristiche che per essi si richiedono.

4.2 REGISTRAZIONI SISMICHE STORICHE

I gravi danni riportati dalle strutture in seguito ai violenti sismi degli ultimi decenni hanno da tempo stimolato gli studiosi ad un'analisi più approfondita dell'azione sismica, che consentisse di proporre criteri di progettazione per una razionale salvaguardia delle strutture e dell'incolumità fisica delle persone. Le reti di monitoraggio degli eventi sismici, approntate nel mondo nelle aree a maggiore rischio sismico, hanno consentito, nell'analisi strutturale, l'utilizzo di registrazioni di reali eventi sismici per la simulazione del fenomeno sismico. Una corretta analisi del comportamento strutturale in zona sismica, che miri al controllo dell'efficacia della progettazione, richiede la selezione di un insieme di sismi significativo dei possibili eventi sismici attesi nell'area in esame e sufficienti a garantire l'accuratezza, l'affidabilità e la ripetitività dei risultati ottenuti. A tal fine, nel presente lavoro, si è fatto riferimento ad una selezione proposta da altri autori³¹, effettuata sulla base dei risultati della banca dati Enea-Enel che da circa venti anni conserva le registrazioni accelerometriche degli eventi sismici occorsi in Italia.

4.2.1 La rete accelerometrica italiana

La rete accelerometrica italiana è nata nel 1973, progettata dall'ENEA (allora CNEN), ed è stata installata nel periodo 1975–76 dall'ENEL su tutto il territorio nazionale ad esclusione della Sardegna³². L'ubicazione delle postazioni di rilevamento è stata fissata a seguito di uno studio di identificazione delle aree sismogenetiche, in corrispondenza delle quali si sarebbe potuto registrare, nel futuro, il maggior numero di terremoti con intensità superiore al VI grado della scala Mercalli Modificata. Dal 1976 ad oggi, in occasione di eventi sismici significativi, la rete è temporaneamente integrata, nella regione interessata dall'evento sismico, con stazioni di rilevamento mobili.

4.2.1.1 La digitalizzazione

La maggior parte delle registrazioni è riprodotta su film fotografico mediante strumenti di tipo analogico con digitalizzatore manuale oppure automatico (SMA-1 Kinometrics e più raramente RFT-250 Teledyn), mentre poche sono quelle disponibili su cassetta magnetica, memorizzate da strumenti a registrazione digitale di più recente installazione (Kinometrics DSA-1).

L'accelerografo analogico non consente di ottenere i migliori risultati dell'accelerografo digitale per la presenza di errori legati allo strumento e alle procedure di digitalizzazione (Fig. 4.1). L'incidenza di tali fattori è legata al contenuto in frequenza del sisma.

Alle basse frequenze si risente soprattutto delle distorsioni dovute a:

- meccanismo di trascinamento della pellicola nell'accelerografo;
- invecchiamento della pellicola e processo di sviluppo a contatto;
- ingrandimento fotografico della registrazione;
- sistema elettromeccanico del tavolo di digitalizzazione (nel caso manuale)

mentre le alte frequenze sono maggiormente affette da:

- distorsioni in ampiezza e fase associate alla funzione di trasferimento dell'accelerografo;
- distorsioni associate alle imperfezioni del trasduttore dell'accelerografo;
- errori causati dall'operatore durante la digitalizzazione;
- errori causati dall'inadeguatezza del potere risolutore del tavolo digitalizzatore.

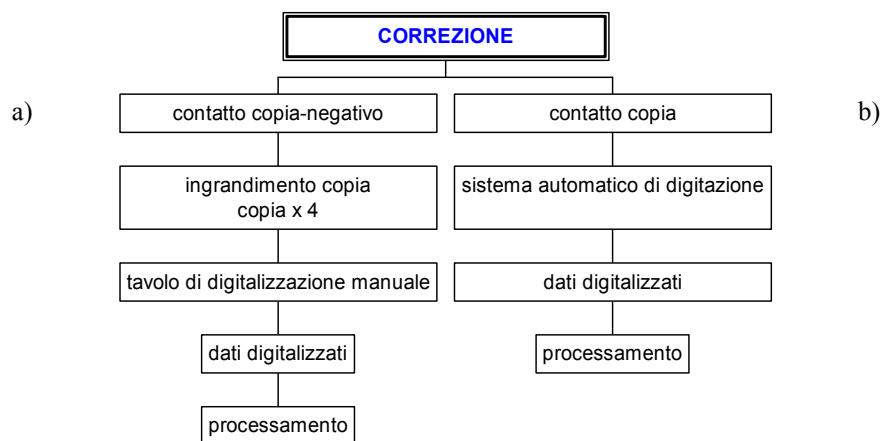


Fig. 4.1. Digitalizzazione di accelerogrammi registrati su film fotografico:
(a) accelerografo analogico; (b) accelerografo digitale

4.2.1.2 Il processamento

Successivo alla digitalizzazione dell'evento sismico, il processamento della registrazione ha lo scopo di fornire le componenti di accelerazione, velocità e spostamento del suolo mediante elaborazione dei dati digitalizzati ricavati dalle registrazioni in situ, eliminando le parti del segnale che non possono essere attribuite all'evento sismico.

Una prima fase del processamento prevede la conversione dei dati digitalizzati in unità di misura coerenti con i parametri analizzati, ossia consiste nel trasformare la scala delle ascisse in secondi e quella delle ordinate, nel caso di registrazioni Enea-Enel, in $g/10$.

La seconda parte della tecnica di processamento³³ mira invece ad eliminare quei fattori di distorsione che concorrono ad alterare la posizione della *traccia fissa* ossia della linea ad accelerazione nulla, e che provocano errori, non rilevanti delle accelerazioni, ma non trascurabili delle velocità e notevoli degli spostamenti. Poiché le distorsioni, dette più propriamente "rumori", possono considerarsi come armoniche proprie del sisma, la tecnica utilizzata per l'eliminazione di tali distorsioni ammette le trasformate di Fourier del segnale registrato prima dell'evento sismico come rappresentative di tutto il disturbo del segnale. L'eliminazione delle frequenze indesiderate avviene tramite filtri ed algoritmi di correzione nel dominio delle frequenze e del tempo.

4.2.2 Caratteristiche delle registrazioni accelerometriche italiane

Le registrazioni degli eventi sismici, effettuate dalla rete accelerometrica italiana, sono riportate in termini di accelerazioni, velocità e spostamenti su supporto magnetico, corredate da una scheda iniziale (Fig. 4.2) contenente informazioni relative al sisma analizzato, al sito in esame ed agli strumenti utilizzati per la registrazione dell'evento sismico.

La singola registrazione, nelle sue componenti orizzontali e verticale di accelerazione, velocità e spostamento, è identificata da una sigla numerica. A tale ultima sono associate informazioni di carattere generale che indicano l'area geografica interessata dall'evento tellurico, la data e l'ora in cui tale fenomeno si è verificato.

Sono inoltre successivamente fornite le seguenti informazioni sismologiche:

- magnitudo dell'evento (ML, MS, MB);
- intensità macrosismica all'epicentro;
- profondità e distanza dell'epicentro;
- probabile meccanismo di frattura della faglia;
- coordinate dell'epicentro macrosismico ossia del baricentro dell'isolinea di maggior danneggiamento.

che specificano l'intensità sismica del fenomeno tellurico nonché l'ubicazione ed il tipo di frattura della faglia che ha innescato l'evento sismico.

Nella scheda informativa è indicata anche la stazione di rilevamento del moto sismico, individuata dal nome e dalle coordinate geografiche della località di ubicazione. Il codice d'installazione definisce il tipo di installazione dello strumento: in particolare il valore 0 indica l'installazione in campo libero, il valore 1 l'installazione a livello delle fondazioni ed il valore 2 l'installazione ai piani superiori di una struttura.

Indicazioni sulle caratteristiche litologiche sono fornite dal codice della località e dal profilo geotecnico: il primo assume i valori 0, 1, 2, per indicare stazioni di rilevamento su terreni rocciosi, alluvionali con profondità minori di 20 metri ed alluvionali con profondità maggiori di 20 metri rispettivamente, mentre il secondo rivela se sono state eseguite misure per la determinazione della velocità delle onde sismiche P ed S.

```

ENEA PAS/ISP/INGSITI
00032 FRIULI EARTHQUAKE                      DATE=76 05 06    TIME=20 00 13
MAGNITUDE=6.2 ML /I00/ 6.4 ML /O00/ 6.5 MS /N00/ 6.0 MB /N00/ 6.3 MM /I00/
EPICENTRAL MACRO INTENSITY=09.5 MCS /P00/
DEPTH=006 KM /V02/                          EPICENTRAL DISTANCE=040.7 KM
SUGGESTED FAULT MECHANISM=(-9)
EPICENTRAL COORD.=46 16N    13 15E /V01/
-----
RECORDED AT CODROIPO
COORD.=45 57 32N    12 59 03E    LOCAL MACROSEISMIC INTENS.=07.0 MSK /O01/
INSTALLATION CODE= 1    SITE CODE= 2 /601/    GEOTECHNICAL PROFILE=-9
-----
RECORDING INSTRUMENT=T0065    TELEDYNE RFT-250
SENSITIVITY=.191E+00 CM/(G/10)    NATURAL FREQ.=21.60 HZ    DAMPING=.520
-----
COMP=NS    NOT POSITIONED AT THE MINIMUM OF RMS    NO FTFC SUBTRACTED
AUTOM. DIG. FIX SAMPL. TIME    UNCORRECTED ACCELERATION    POINTS=17749
UNITS ARE G/10    (PGM S2V4 AT 8.44.20 ON 30 APR 91)
SAMPLING TIME =0.00244 SEC    PGA= -0.664 G/10    T(PGA)= 12.160 SEC
TOTAL DURATION= 43.270 SEC    RMS= 0.149 G/10    IN.PNT= 44

```

Fig. 4.2. Esempio di scheda informativa di un accelerogramma registrato dalla rete accelerometrica italiana

A tali dati seguono informazioni relative allo strumento di registrazione ed alle sue caratteristiche (sensibilità, frequenza e smorzamento).

Per ogni componente del sisma, sia essa orizzontale o verticale, e per ognuno degli enti di movimento registrati, sia esso accelerazione, velocità o spostamento, è indicato se è stato eseguito o meno in precedenza un processo di correzione. Inoltre, per ogni componente di movimento, è computato il numero di punti registrati, il fattore di scala, il passo temporale di registrazione, il massimo valore dell'ente di movimento considerato, l'istante in cui esso si è verificato e la durata totale della registrazione.

4.3 LA SCELTA DEI SEGNALE ACCELEROMETRICI: INDIVIDUAZIONE DELLE CARATTERISTICHE SPETTRALI DI ACCELEROGRAMMI NATURALI ITALIANI

Gli accelerogrammi esaminati nello studio di classificazione³¹ sono tratti dalla banca dati ENEA–ENEL e sono caratterizzati da accelerazione massima al suolo maggiore di 0.05 g. Per ciascuno di essi sono stati valutati gli spettri di risposta elastica in termini di accelerazione, velocità, spostamento ed energia d'ingresso relativa attraverso integrazione al passo delle equazioni del moto con il metodo di Newmark^{34,35}, ipotizzando valori costanti dell'accelerazione all'interno del passo di integrazione. Per selezionare una classe omogenea di accelerogrammi, sono stati raffrontati, per ognuno degli eventi sismici esaminati, i valori della magnitudo e la forma degli spettri elastici in termini di accelerazione. In tale ultimo lavoro si è cercato di individuare un metodo di scelta più obiettivo del semplice confronto visivo di immagini. Si è quindi suddiviso il campo di periodi da 0 a 3 secondi in sei intervalli di ampiezza 0.5 secondi e per ciascuno di essi si è valutata l'area A_{sp} sottesa dallo spettro delle accelerazioni ed il valore medio H_{eq} dell'ordinata nell'intervallo considerato. Il valore spettrale medio, calcolato su tutto il campo esaminato, è stato assunto quale *indice di globale intensità* mentre il rapporto I_{fs} tra il valore spettrale medio dei singoli intervalli e l'indice di globale intensità è stato scelto quale *indicatore di forma spettrale* (Fig. 4.3).

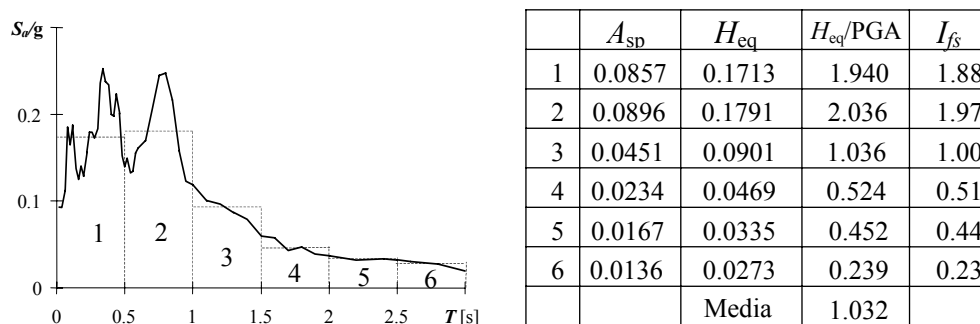


Fig. 4.3. Valutazione degli indicatori di forma spettrale

Tab. 4.1. Accelerogrammi selezionati

sigla	comp.	località	data	sigla	comp.	località	data
0032	EW	Codroipo	06.05.76	0301	EW	Patti	15.04.78
0032	NS	Codroipo	06.05.76	0301	NS	Patti	15.04.78
0038	NS	Tolmezzo	06.05.76	0302	EW	Naso	15.04.78
0143	EW	Buia	11.09.76	0302	NS	Naso	15.04.78
0143	NS	Buia	11.09.76	0350	EW	Cascia	19.09.79
0152	EW	Forgaria C.	15.09.76	0621	EW	Bagnoli I.	23.11.80
0152	NS	Forgaria C.	15.09.76	0621	NS	Bagnoli I.	23.11.80
0153	EW	San Rocco	15.09.76	0627	EW	Merc. S.Sev.	23.11.80
0156	EW	Buia	15.09.76	0627	NS	Merc. S.Sev.	23.11.80
0156	NS	Buia	15.09.76	0636	EW	Calitri	23.11.80
0168	EW	Forgaria C.	15.09.76	0636	NS	Calitri	23.11.80
0168	NS	Forgaria C.	15.09.76	0643	EW	Rionero	23.11.80
0169	EW	San Rocco	15.09.76	0643	NS	Rionero	23.11.80
0169	NS	San Rocco	15.09.76	0644	EW	Bisaccia	23.11.80
0177	EW	Buia	15.09.76	0911	EW	Bisaccia	23.11.80

Sulla base di tali considerazioni, tra i terremoti di magnitudo superiore a 4.5, è stato così individuato³¹ un gruppo di 30 accelerogrammi (Tab. 4.1). Le registrazioni selezionate presentano, particolarmente nel campo dei bassi periodi, valori piuttosto dispersi delle ordinate spettrali in termini di accelerazione (Fig. 4.4-a). Rilevanti dispersioni sono inoltre mostrate dalle ordinate spettrali in termini di velocità e di energie d'ingresso (Fig. 4.4 b-d) nel campo dei medi periodi di vibrazione e dalle ordinate spettrali in termini di spostamento nel campo degli elevati periodi di vibrazione (Fig. 4.4-c). Malgrado la disomogeneità delle risposte spettrali, i valori medi delle distribuzioni presentano, per tutti parametri di risposta esaminati, andamenti sensibilmente regolarizzati.

I valori spettrali delle accelerazioni e delle energie di ingresso degli accelerogrammi selezionati sono stati infine analizzati statisticamente. Per essi è stata inizialmente definita la funzione distribuzione di probabilità³⁶ che in corrispondenza di diversi valori del periodo di vibrazione, consente di valutare la probabilità che possiedono i singoli valori spet-

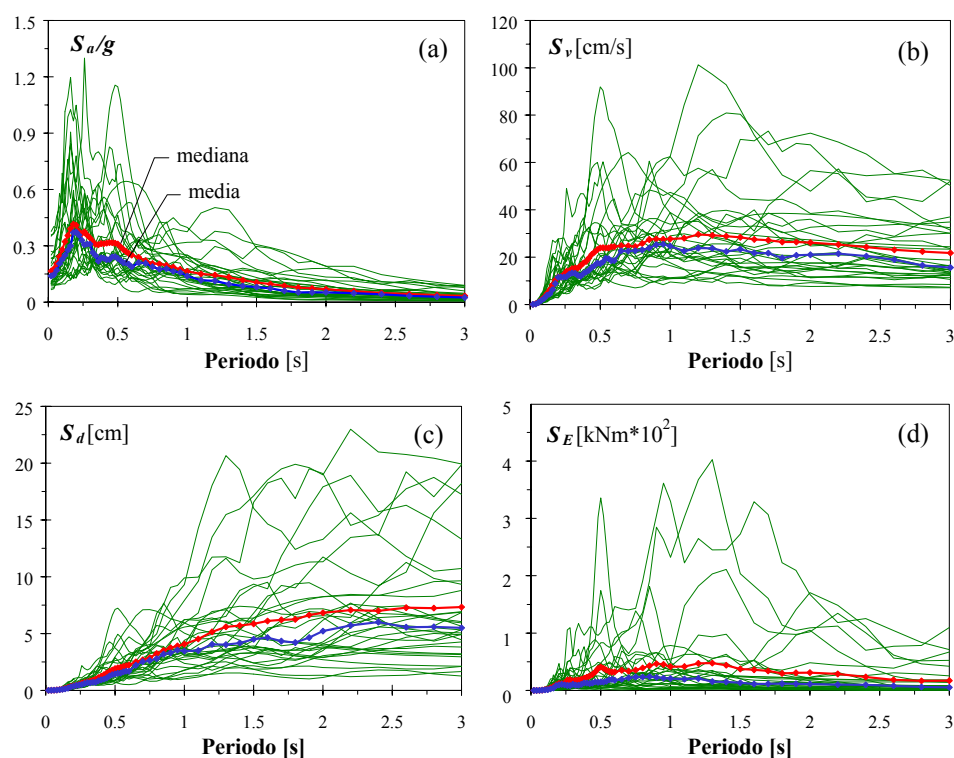


Fig. 4.4. Spettri di risposta elastica dei sismi naturali selezionati in termini di (a) accelerazione, (b) velocità, (c) spostamento e (d) energia d'ingresso

trali di non essere superati. I valori delle ordinate spettrali sono stati contemporaneamente studiati, più efficacemente, mediante la funzione densità di probabilità che consente di individuare i valori delle ordinate spettrali che presentano maggiore probabilità di occorrenza. Una rappresentazione grafica della funzione densità di probabilità, che rappresenta la derivata della funzione distribuzione di probabilità, è ottenuta, in forma di istogramma, suddividendo l'intero campo di valori spettrali in un numero finito di classi. La somma delle aree delle barre dell'istogramma nell'intero campo di valori spettrali, per la stessa definizione di funzione densità di probabilità, presenta valore unitario.

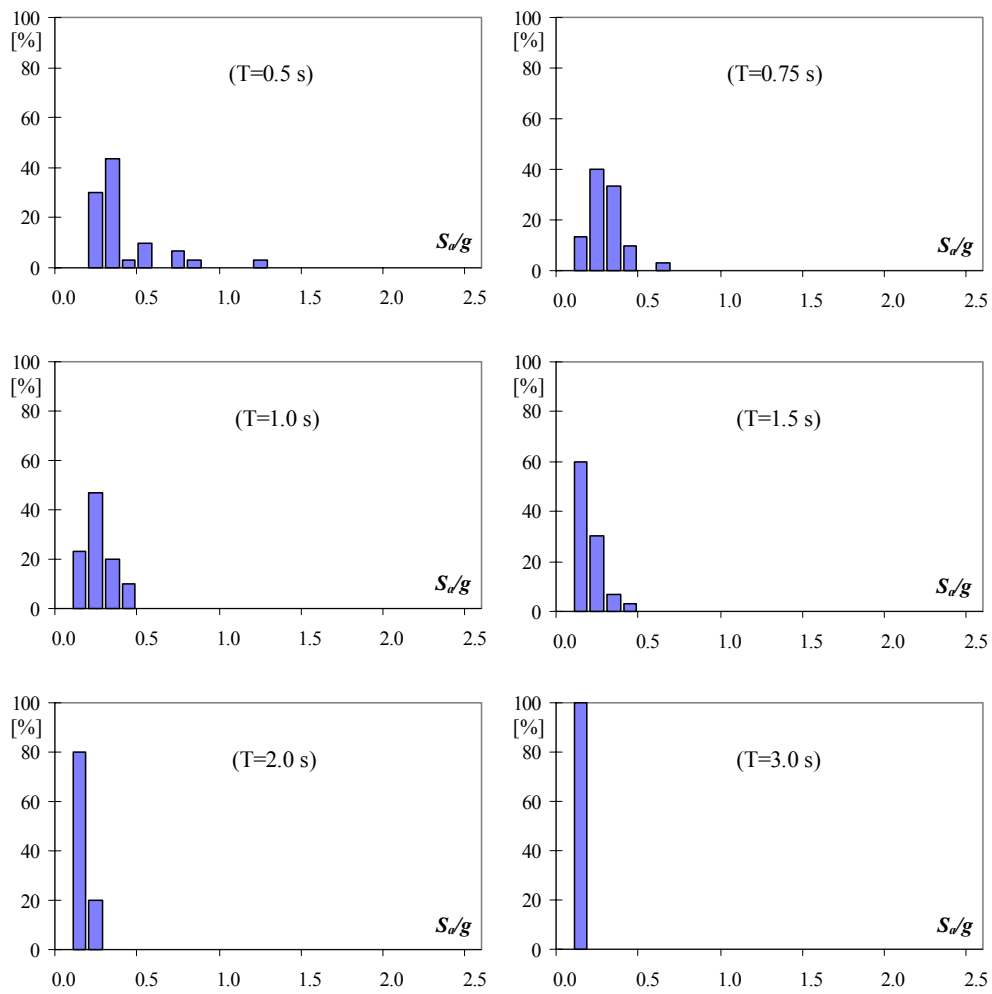


Fig. 4.5. Funzione di densità di probabilità delle accelerazioni spettrali dei sismi naturali selezionati in corrispondenza dei periodi di 0.5-0.75-1.0-1.5-2.0-3.0 secondi

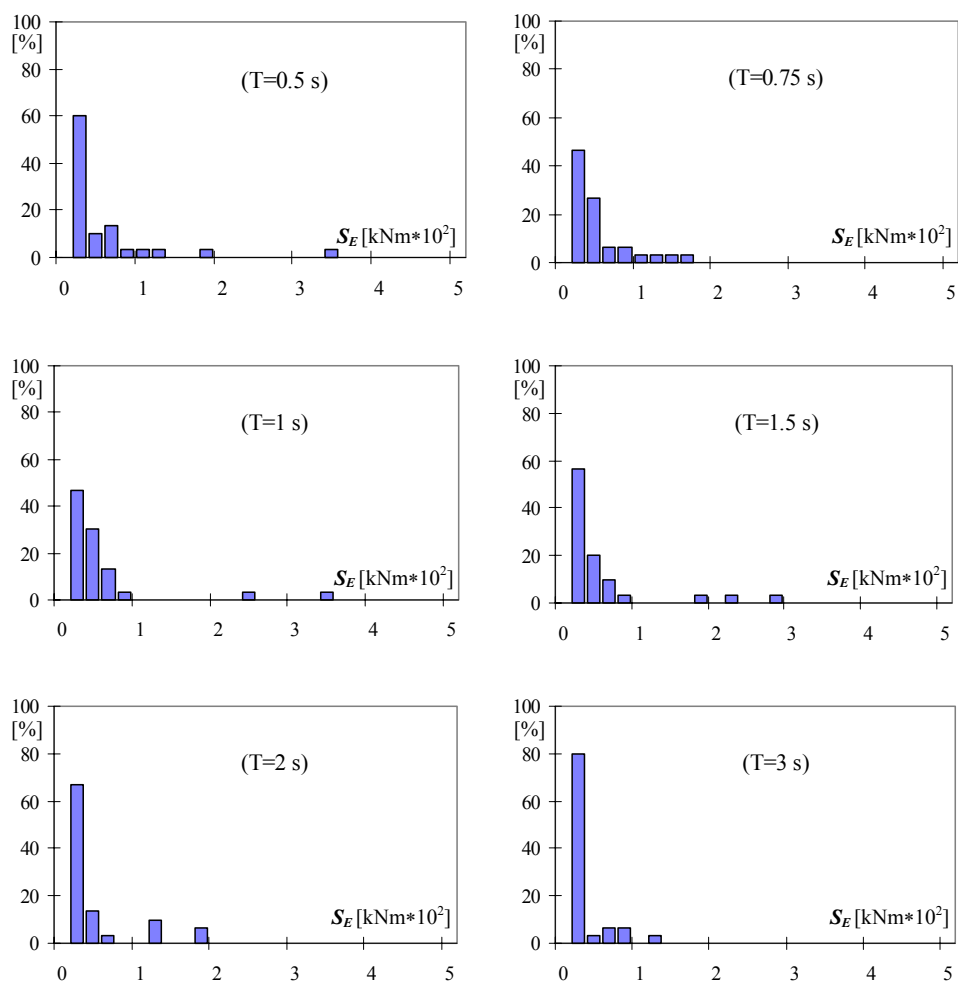


Fig. 4.6. Funzione di densità di probabilità delle energie d'ingresso spettrali dei sismi naturali selezionati in corrispondenza dei periodi di 0.5-0.75-1.0-1.5-2.0-3.0 secondi

La distribuzione delle ordinate spettrali in termini di accelerazione e di energia di ingresso è stata analizzata, attraverso gli strumenti teorici di cui si è riferito, in corrispondenza di differenti valori del periodo di vibrazione (0.5-0.75-1.0-1.5-2.0-3.0 s). La funzione densità di probabilità delle accelerazioni spettrali delle registrazioni prescelte (Fig. 4.5) mostra andamento piuttosto appiattito per bassi valori del periodo di vibrazione ed andamento piccato per elevati valori del periodo di vibrazione: ciò è coerente con quanto osservato sullo spettro delle accelerazioni laddove le maggiori dispersioni sono evidenziate in corrispondenza dei bassi periodi di vibrazione mentre distribuzioni raccolte e non molto dissimili sono riscontrabili nel campo degli elevati periodi di vibrazione (Fig. 4.4). Una considerevole dispersione delle ordinate spettrali in termini di energie di ingresso si evidenzia, invece, dalla funzione densità di probabilità nell'intero campo dei periodi di vibrazione ed in particolare nella fascia dei periodi di vibrazione intermedi tra quelli esaminati (Fig. 4.6).

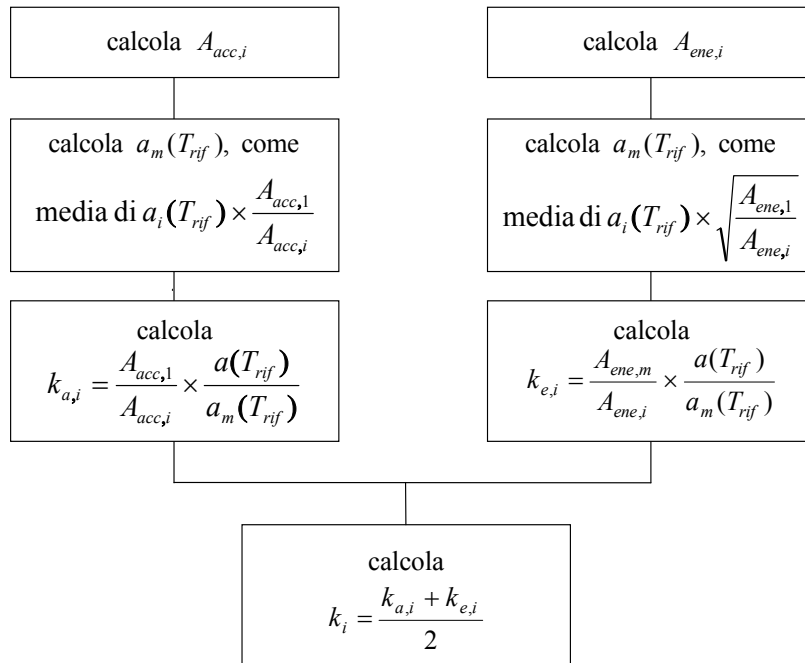
4.4 ACCELEROGRAMMI NATURALI SPETTRO-COMPATIBILI

La selezione degli accelerogrammi, effettuata sulla base della forma spettrale e della magnitudo, individua, malgrado lo studio effettuato volto alla ricerca di insiemi omogenei di accelerogrammi, uno spettro medio, avente un valore dell'accelerazione massima al suolo di circa 0.16 g, caratterizzato da una notevole dispersione delle risposte. Uno spettro che possieda un valore così basso dell'accelerazione di picco al suolo può ritenersi certamente caratteristico di sismi aventi periodo di ritorno relativamente breve ma non di eventi tellurici violenti che presentano valori dell'accelerazione di picco al suolo ben maggiori. Per la definizione di uno spettro medio di risposta elastica che possieda tali ultime caratteristiche non esiste un numero soddisfacente di campioni e per quelli disponibili resta invariato il problema di una notevole dispersione delle ordinate spettrali sia in termini di accelerazione che di energia d'ingresso.

Allo scopo di definire un insieme omogeneo di accelerogrammi proponibile per verifiche allo stato limite ultimo delle strutture in occorrenza di eventi sismici di notevole intensità, è stata sviluppata da altri autori³¹

una procedura che consente di assicurare elevati valori delle massime accelerazioni al suolo e distribuzioni delle ordinate spettrali caratterizzate da ridotte dispersioni.

I singoli accelerogrammi sono stati, in una prima fase, diversamente scalati gli uni dagli altri in modo tale da restituire uno spettro di risposta elastica in termini di accelerazione caratterizzato da uno stesso valore dell'area sottesa nel campo di periodi da 0.5 a 3 s, considerato di interesse per le strutture multipiano, in acciaio o in c.a. Da un punto di vista operativo, si è ricavato quindi, per ciascuna registrazione, un moltiplicatore $k_{a1,i}$ fornito dal rapporto tra l'area sottesa, nel campo di periodi individuato, dallo spettro di risposta elastica in termini di accelerazione del primo accelerogramma e l'area sottesa dall'analogo spettro dell'accelerogramma in esame. Analogamente si è proceduto con riferimento agli spettri in termini di energia di ingresso, calcolando, per ogni registrazione, un secondo moltiplicatore $k_{e1,i}$ definito come la radice quadrata del rapporto tra l'area sottesa dallo spettro di risposta elastica in termini di energia di ingresso del primo accelerogramma e l'area dell'analogo spettro relativo all'accelerogramma analizzato. Il riferimento alla radice quadrata del rapporto trova giustificazione nella dipendenza dell'energia di ingresso dal quadrato delle componenti di moto al suolo. I singoli accelerogrammi sono stati dunque amplificati separatamente mediante le due serie di moltiplicatori $k_{a1,i}$ e $k_{e1,i}$, così da ottenere due insiemi di spettri di risposta elastica in termini di accelerazioni e di energie di ingresso rispettivamente, caratterizzati da eguale area sottesa nel campo di periodi da 0.5 a 3.0 s. Per ottenere determinati valori delle ordinate spettrali in termini di accelerazione, finora scalate in funzione dei valori delle aree di riferimento degli spettri delle accelerazioni o delle energie del primo accelerogramma, si è stabilito il passaggio dei due spettri medi di risposta elastica in termini di accelerazione per un punto definito "caratteristico". Si è imposta pertanto, in corrispondenza di un valore unitario del periodo, l'eguaglianza tra le ordinate spettrali in termini di accelerazione dello spettro medio degli accelerogrammi selezionati e dello spettro di risposta elastica proposto dall'Eurocodice 8 per terreni di classe A e scalato così da avere un'accelerazione di picco al suolo di 0.35 g (Appendice A).



Legenda:

- $A_{acc,i}$ area sottesa dallo spettro di accelerazione dell'acceler. i-esimo non scalato;
 $A_{ene,i}$ area sottesa dallo spettro di energia dell'acceler. i-esimo non scalato;
 T_{rif} periodo per cui si impone l'uguaglianza dell'accelerazione spettrale;
 $a_i(T_{rif})$ accelerazione spettrale dell'accelerogramma i non scalato, al periodo T_{rif} ;
 $a(T_{rif})$ accelerazione spettrale che si vuole ottenere al periodo T_{rif} ;
 $k_{a,i}$ coefficiente amplificativo delle accelerazioni del sisma i-esimo necessario per omogeneizzare gli accelerogrammi in termini di accelerazione spettrale;
 $k_{e,i}$ coefficiente amplificativo delle accelerazioni del sisma i-esimo necessario per omogeneizzare gli accelerogrammi in termini di energia di ingresso.

Fig. 4.7. Procedura di scalatura degli accelerogrammi

Tab. 4.2. Fattori di scalatura degli accelerogrammi selezionati

sisma	$k_{a,i}$	$k_{e,i}$	k_i	sisma	$k_{a,i}$	$k_{e,i}$	k_i
m032.ew	3.03246	2.71272	2.873	m301.ew	2.12083	2.40360	2.262
m032.ns	2.54185	2.30497	2.423	m301.ns	5.15720	5.57309	5.365
m038.ns	1.56915	1.78343	1.676	m302.ew	6.29044	6.22967	6.260
m143.ew	3.24792	3.72487	3.486	m302.ns	4.71404	5.02253	4.868
m143.ns	1.57193	1.89188	1.732	m350.ew	2.91319	3.58026	3.247
m152.ew	4.15746	3.95892	4.058	m621.ew	0.95626	1.00051	0.978
m152.ns	5.56701	5.66519	5.616	m621.ns	1.40125	1.47208	1.437
m153.ew	4.05834	4.32152	4.190	m627.ew	2.21272	1.93788	2.075
m156.ew	2.97513	3.19913	3.086	m627.ns	3.01287	2.45551	2.734
m156.ns	2.04170	2.19090	2.116	m636.ew	0.95260	0.71505	0.834
m168.ew	1.52816	1.75775	1.643	m636.ns	0.96240	0.77759	0.870
m168.ns	2.40154	2.80635	2.604	m643.ew	2.70288	2.10378	2.403
m169.ew	1.95327	2.33005	2.142	m643.ns	2.03003	1.54668	1.788
m169.ns	2.81787	3.29656	3.057	m644.ew	1.84831	1.33156	1.590
m177.ew	4.16553	4.38711	4.276	m644.ns	1.59001	1.15083	1.370

Sono definiti, operando in tal modo, altri due coefficienti, k_{T1} e k_{T2} , indipendenti dai singoli accelerogrammi. Essi consentono la traslazione dei singoli spettri di risposta elastica in termini di accelerazione, precedentemente ricavati, fino a portare il valore medio, relativo al periodo prescelto, a coincidere con il valore di riferimento eguale a 0.35 g.

I parametri:

$$k_{a,i} = k_{a1,i} * k_{T1} \quad \text{e} \quad k_{e,i} = k_{e1,i} * k_{T2} \quad (4.1)$$

permettono, dunque, di definire accelerogrammi caratterizzati rispettivamente da spettri di risposta elastica in termini di accelerazioni ed energie aventi uno stesso valore dell'area sottesa nel campo di periodi di interesse e caratterizzati da spettri medi delle accelerazioni passanti per il valore prefissato di 0.35 g in corrispondenza del periodo di vibrazione di un secondo (Fig. 4.7).

Per tenere conto contemporaneamente dell'omogeneità delle accelerazioni e delle energie d'ingresso spettrali, si è definita, infine, un'unica serie di coefficienti k_i variabili con l'accelerogramma considerato, fornita

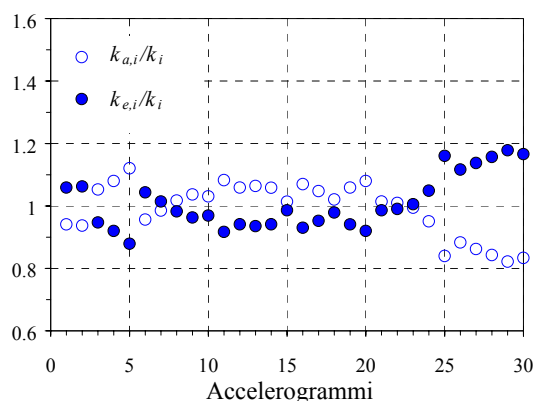


Fig. 4.8. Rapporti tra moltiplicatori $k_{a,i}$ e $k_{e,i}$ e moltiplicatori finali k_i

dai valori medi dei fattori amplificativi $k_{a,i}$ e $k_{e,i}$ precedentemente ricavati (Tab. 4.2). Il rapporto tra i moltiplicatori $k_{a,i}$ e $k_{e,i}$ ed il moltiplicatore finale k_i (Fig. 4.8) assume generalmente valori non molto discosti dall'unità (1.05-1.10) con variazioni percentuali che raggiungono solo sporadicamente valori del 15-20%. Tali maggiori differenze sono caratteristiche di accelerogrammi di lunga durata per i quali il rapporto tra le aree sottese dagli spettri in termini di accelerazioni e di velocità equivalenti presenta valori minori che non in tutti gli altri casi di accelerogrammi caratterizzati da medie durate.

In Fig. 4.9 sono mostrati gli spettri di risposta elastica in termini di accelerazione, velocità, spostamento ed energia d'ingresso relativi agli eventi sismici selezionati, scalati attraverso il coefficiente k_i , assieme ai loro valori medi ed alla mediana. Un semplice confronto visivo con gli spettri degli stessi accelerogrammi non scalati (Fig. 4.4), può mostrare l'effetto della procedura di omogeneizzazione applicata: l'involuppo degli spettri scalati presenta una forma più affusolata con valori medi e del frattile del 50% che non risentono delle asperità caratteristiche degli spettri dei singoli accelerogrammi.

La Fig. 4.10 evidenzia, inoltre, la similitudine degli spettri di risposta elastica in termini di accelerazione, velocità e spostamento, con gli analoghi spettri proposti dall'Eurocodice 8 per suoli di classe A e scalati con un valore dell'accelerazione massima al suolo di 0.35 g. Negli stessi grafici sono raffigurati anche gli spettri relativi agli accelerogrammi non

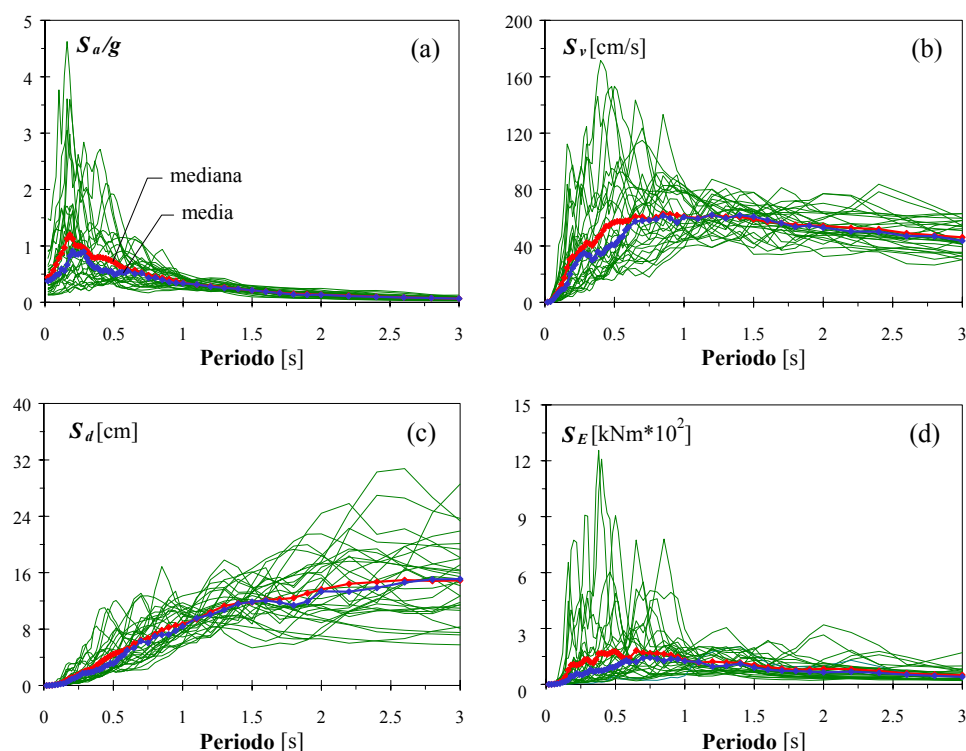


Fig. 4.9. Spettri di risposta elastica degli accelerogrammi selezionati scalati in termini di (a) accelerazione, (b) velocità, (c) spostamento e (d) energia d'ingresso

scalati per sottolineare la modifica indotta, nella forma e nei valori, negli spettri di risposta analizzati.

La distribuzione delle accelerazioni spettrali delle registrazioni sismiche selezionate scalate è caratterizzata da valori del coefficiente di variazione di 0.3 circa in corrispondenza di periodi superiori ad un secondo e da valori maggiori che raggiungono talvolta l'unità, in corrispondenza di periodi di vibrazione minori (Fig. 4.11 a). Lo stesso parametro valutato per gli eventi sismici non scalati presenta valori mediamente maggiori, particolarmente nel campo dei medi ed elevati periodi.

Nella figura (Fig. 4.11 b-c) sono raffigurati invece gli andamenti del coefficiente di asimmetria e della curtosi³⁷ della distribuzione delle accelerazioni spettrali degli accelerogrammi selezionati scalati e non scalati, al variare del periodo di vibrazione, allo scopo di evidenziare un possibi-

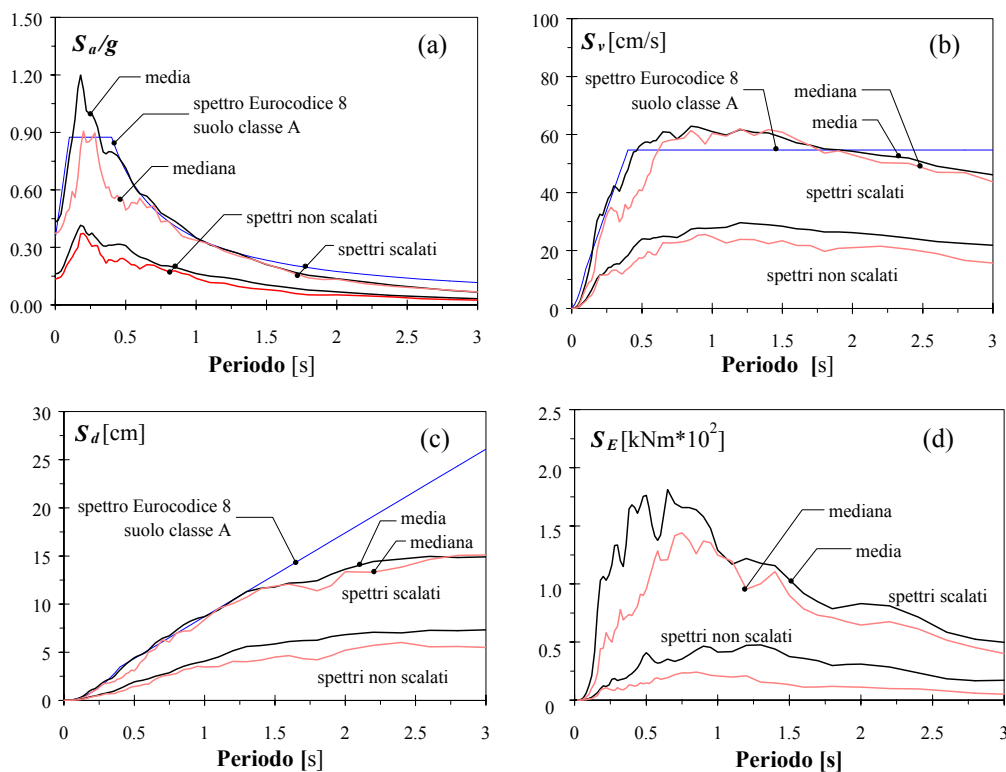


Fig. 4.10. Valori della media e della mediana degli spettri degli accelerogrammi selezionati scalati e spettri proposti dall'Eurocodice 8 per terreni di classe A scalati con un'accelerazione massima al suolo di 0.35 g ($\nu = 0.05$)

le legame tra la forma della reale distribuzione di dati e quella di una analoga distribuzione gaussiana. La coincidenza di tali parametri con il valore nullo, condizione necessaria ma non sufficiente perché la distribuzione sia di tipo gaussiano è raramente verificata. Lo scarto presenta comunque valori maggiori per gli accelerogrammi non scalati nell'intero campo dei periodi esaminati.

La diminuzione del coefficiente di variazione si accompagna, nel caso di registrazioni scalate, ad una distribuzione delle ordinate spettrali meno discosta dalla distribuzione gaussiana rispetto a quella ottenuta dalle analoghe registrazioni sismiche non scalate. Sempre nel campo dei periodi analizzati, il valore medio delle accelerazione spettrali degli accelerogrammi scalati tende alla mediana della rispettiva distribuzione più

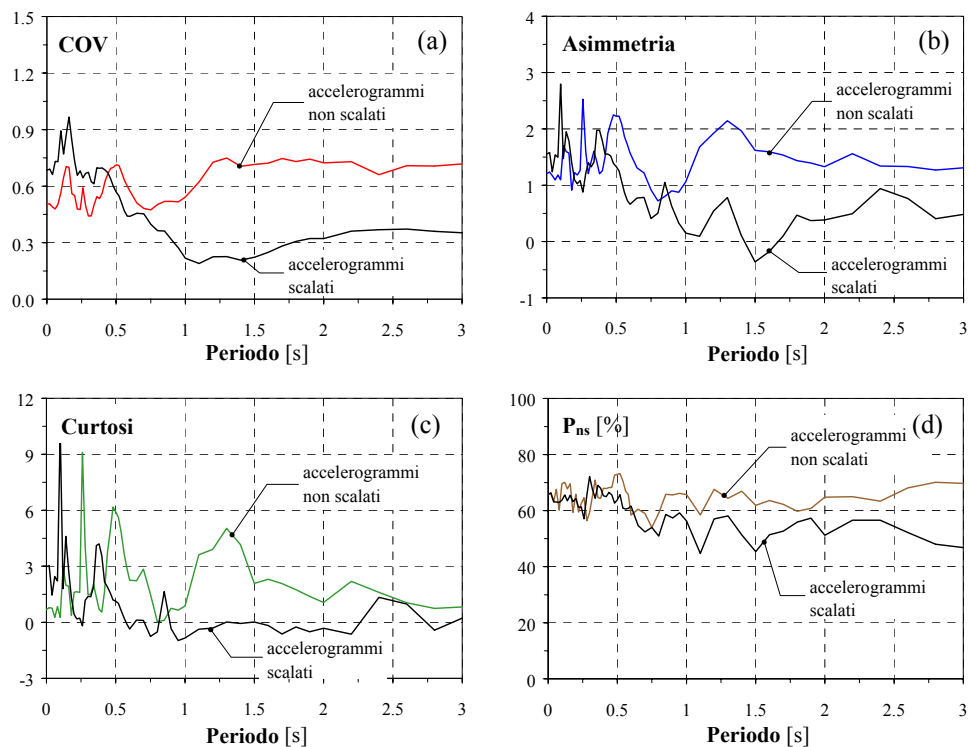


Fig. 4.11. Confronto tra le distribuzioni di accelerazioni spettrali degli accelerogrammi selezionati scalati e non scalati: (a) coefficiente di variazione, (b) asimmetria, (c) curtosi e (d) probabilità di non superamento della media

di quanto non avvenga per i sismi non scalati (Fig. 4.11-d).

Le distribuzioni delle accelerazioni e delle energie d'ingresso spettrali relative agli accelerogrammi scalati sono illustrate sotto forma di istogramma in Fig. 4.12 e Fig. 4.13 rispettivamente, per un insieme discreto di valori del periodo di vibrazione (0.5-0.75-1.0-1.5-2.0-3.0 s).

Le ordinate spettrali sono raccolte, nonostante l'amplificazione media delle accelerazioni, entro campi sostanzialmente eguali a quelli relativi alle registrazioni sismiche non scalate (Fig. 4.5 - Fig. 4.6). I valori delle accelerazioni e delle energie si presentano piuttosto distanti gli uni dagli altri nel campo di periodi non considerati nella procedura di omogeneizzazione (0-0.5 s) mentre sono ravvicinati intorno ai loro valori medi per valori medio-alti dei periodi di vibrazione.

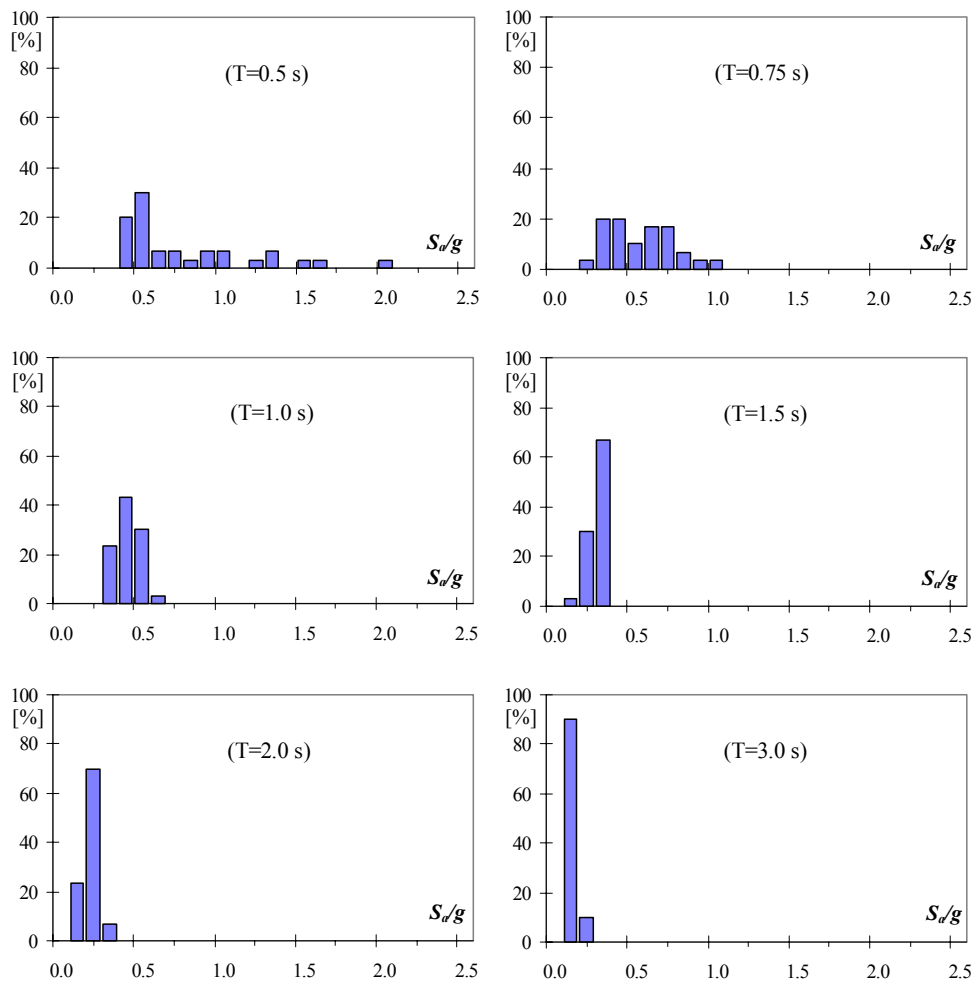


Fig. 4.12. Funzione di densità di probabilità delle accelerazioni spettrali degli accelerogrammi selezionati scalati in corrispondenza dei periodi 0.5-0.75-1.0-1.5-2.0-3.0 secondi

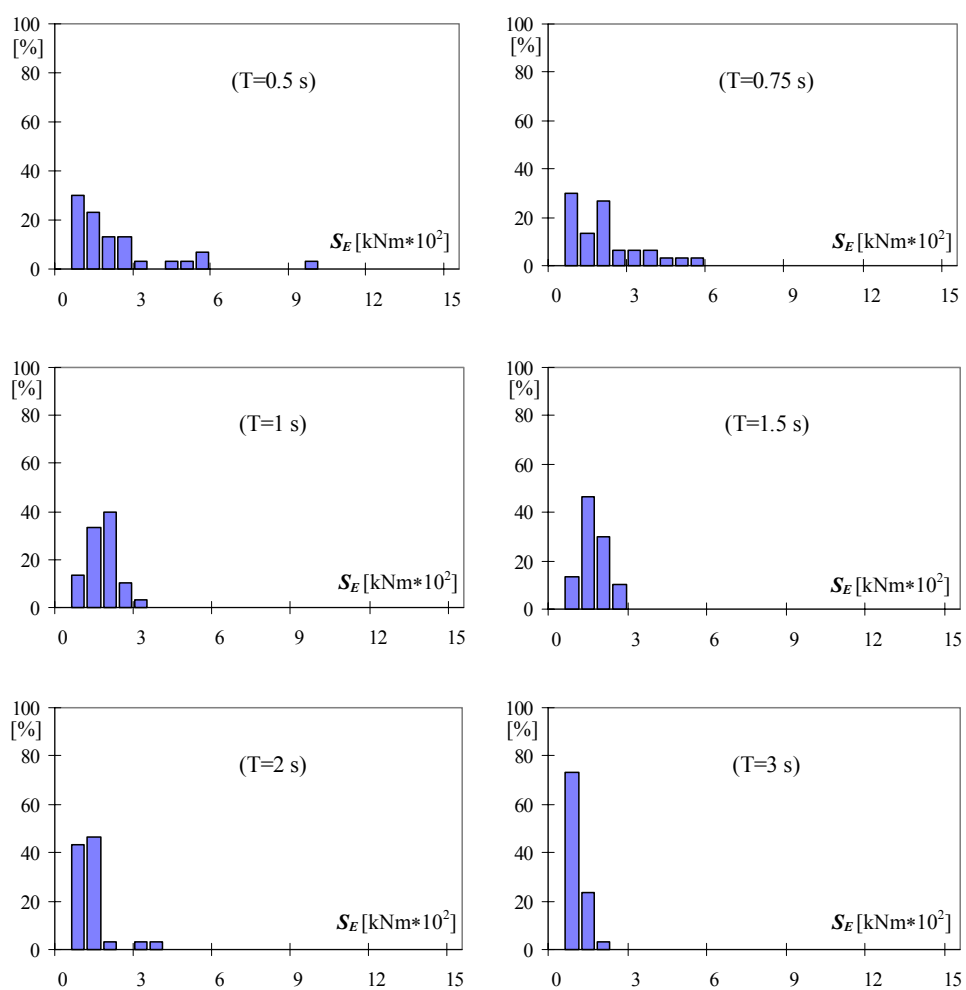


Fig. 4.13. Funzione di densità di probabilità delle energie d'ingresso degli accelerogrammi selezionati scalati in corrispondenza dei periodi 0.5-0.75-1.0-1.5-2.0-3.0 secondi

4.5 LA GENERAZIONE DI ACCELEROGRAMMI ARTIFICIALI SPETTRO COMPATIBILI

Il modesto numero e le limitazioni degli accelerogrammi naturali registrati, insieme con la diffusione delle analisi dinamiche al passo per lo studio del comportamento strutturale, rappresentano le motivazioni principali dello sviluppo della simulazione numerica degli eventi sismici. Le registrazioni disponibili di reali terremoti hanno, infatti, una limitata importanza, poiché sono caratterizzate da precisi valori di parametri geologici e geofisici (magnitudo, profondità dell'ipocentro, contenuto un frequenza, durata, ecc.) e costituiscono dunque delle realizzazioni che non si ripetono nel tempo e che, per il loro modesto numero, non possono ritenersi sufficienti ai fini della progettazione strutturale.

Dal momento del riconoscimento del fenomeno tellurico come un processo stocastico transiente, numerosi sono stati i modelli matematici proposti per la simulazione dell'evento sismico. Il metodo utilizzato dal programma SIMQKE³⁸, adoperato nel presente studio, per la generazione di accelerogrammi artificiali, è basato sull'assunzione che un campione di un dato processo aleatorio, caratterizzato da una densità spettrale di potenza $G(\omega)$, può essere considerato come somma di funzioni sinusoidali:

$$X(t) = \sum_n A_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (4.2)$$

essendo A_n l'ampiezza e φ_n la fase del n -esima funzione sinusoidale, che si assume essere una variabile aleatoria uniformemente distribuita tra 0 e 2π . Un campione diverso può essere ottenuto cambiando la n -pla di fasi aleatorie. Le ampiezze A_n sono legate alla funzione densità spettrale di potenza $G(\omega)$ del segnale da simulare, attraverso la relazione:

$$G(\omega_n) \Delta\omega = \frac{A_n^2}{2} \quad (4.3)$$

Poiché la potenza totale può essere espressa come:

$$\sum_n \frac{A_n^2}{2} = \sum_n G(\omega_n) \Delta\omega \quad (4.4)$$

$G(\omega_n) \Delta\omega$ può essere interpretato come il contributo, alla potenza totale del moto, da parte della sinusoide di frequenza ω_n .

Per simulare il carattere non stazionario dei reali terremoti, la funzione (4.2), che simula l'evento sismico, è modellata da una funzione di forma che definisce il modo in cui le componenti del moto variano nel tempo.

Il moto simulato (4.2) diventa allora:

$$X(t)=I(t)\sum_n A_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (4.5)$$

Nella soluzione alla generazione di moti sismici artificiali proposta da Vanmarcke³⁹, il valore di risposta spettrale $y_{s,p}$ e cioè il livello al di sotto del quale il valore assoluto della risposta permane con probabilità p durante la durata s della “strong-motion phase”, è espresso in funzione della deviazione standard $\sigma_y(s)$ della risposta al tempo s di un sistema ad un solo grado di libertà:

$$y_{s,p} = r_{s,p} \sigma_y(s) \quad (4.6)$$

La definizione del *fattore di picco* $r_{s,p}$ richiede la soluzione del problema del cosiddetto “primo passaggio”. Una soluzione esatta a tale problema non esiste ancora, ma sono disponibili, a tale scopo, alcune soluzioni approssimate. La maggior parte della letteratura sul problema del primo passaggio si interessa della risposta stazionaria ad un rumore bianco di un sistema a comportamento lineare, ad un solo grado di libertà, poco smorzato. Una procedura approssimata è stata derivata, invece, da Vanmarcke per predire la risposta massima di un sistema lineare sollecitato per un tempo limitato ad una eccitazione gaussiana stazionaria. Se si considera una risposta non stazionaria, essa conduce alla seguente equazione approssimata per il fattore di picco:

$$r_{s,p} = \left\{ 2 \log \left[2n \left(1 - \exp \left(-\delta(s) \sqrt{\pi \log 2n} \right) \right) \right] \right\}^{1/2} \quad (4.7)$$

dove

$$n = (\Omega_y(s) s_o / 2\pi) (-\log p)^{-1} \quad (4.8)$$

I momenti spettrali Ω_y e δ_y sono espressi attraverso le relazioni:

$$\Omega_y = \sqrt{\lambda_2 / \lambda_0} \quad (4.9)$$

$$\delta_y = \sqrt{1 - \lambda_1^2 / \lambda_0 \lambda_2} \quad (4.10)$$

dove:

$$\lambda_i = \int_0^\infty \omega^i G(\omega) d\omega \quad (4.11)$$

Il fattore di picco è dunque funzione dei momenti spettrali della risposta e della *durata stazionaria equivalente della risposta* s_o .

Una stima di tale durata è fornita da:

$$s_o = s \exp \left\{ -2 \left[\sigma_y^2(s) / \sigma_y^2(s/2) - 1 \right] \right\} \quad (4.12)$$

In corrispondenza di periodi molto bassi, i momenti spettrali della risposta sono uguali a quelli dell'evento sismico e dunque $\Omega_y(s) = \Omega$, $\delta_y(s) = \delta$. Inoltre, poiché la stazionarietà è ottenuta dopo pochi cicli, $\sigma_y^2(s) / \sigma_y^2(s/2) = 1$. Per periodi moderati o elevati, invece, il fattore di picco è determinato imponendo $\Omega_y(s) = \omega_n$ e $\delta_y(s) = (4\zeta_s / \pi)^{1/2}$ ed utilizzando l'espressione:

$$\sigma_y^2(s) / \sigma_y^2(s/2) = \left(1 - e^{-2\zeta\omega_n s} \right) / \left(1 - e^{-\zeta\omega_n s} \right) \quad (4.13)$$

Nel campo dei periodi di transizione, infine, i parametri d'ingresso sono valutati come combinazione di quelli forniti per periodi bassi ed alti.

La deviazione standard $\sigma_y(s)$ è invece valutata mediante la varianza della pseudo-accelerazione al termine della durata s del moto, attraverso la seguente espressione :

$$\sigma_y^2(s) \cong G(\omega_n) \omega_n \left(\frac{\pi}{4\zeta_s} - 1 \right) + \int_0^{\omega_n} G(\omega) d\omega \quad (4.14)$$

dove il parametro fittizio ζ_t dello smorzamento tempo-dipendente assume l'espressione:

$$\zeta_t = \frac{\zeta}{1 - e^{-2\zeta\omega_n t}} \quad (4.15)$$

Le relazioni (4.6) e (4.14), combinate, danno luogo alle seguente relazione:

$$G(\omega_n) = \frac{1}{\omega_n \left(\frac{\pi}{4\zeta_s} - 1 \right)} \left[\frac{\omega_n^2 (S_{\nu})_{s,p}^2}{r_{s,p}^2} - \int_0^{\omega_n} G(\omega) d\omega \right]^{1/2} \quad (4.16)$$

dove $r_{s,p}$ è fornito dalla (4.7) e ζ_s dalla (4.15).

La relazione tra lo spettro di risposta in termini di pseudo-velocità S_V e la funzione densità spettrale di risposta $G(\omega)$ non consente di ottenere univocamente quest'ultima ed è dunque adoperata iterativamente (Fig. 4.14). L'espressione (4.16) è calcolata a partire dalla minima frequenza considerata, per la quale il contributo dell'integrale in parentesi è trascurabile. Per ogni valore di ω_i , l'integrale di (4.16) è calcolato numericamente e consente una valutazione di $G(\omega_{i+1})$. La funzione $G(\omega)$ è quindi utilizzata per la generazione di moti artificiali mediante la (4.5): lo spettro di risposta elastica relativo a tali moti artificiali trova stretta corrispondenza nello spettro di risposta imposto, al valore di smorzamento desiderato.

L'accelerazione di picco al suolo che risulta da tale algoritmo è una variabile aleatoria che dunque potrebbe non verificare le richieste imposte sul valore di tale parametro. La conseguente modifica del valore del picco di accelerazione al suolo induce un cambiamento dello spettro di risposta delle pseudo-accelerazioni nel campo dei bassi periodi. Se il nuovo spettro di risposta elastica sovrastima o sottostima eccessivamente lo spettro di risposta imposto, si utilizza una procedura ciclica che riporti i valori errati dello spettro verso i valori desiderati. In ogni ciclo, i valori dello spettro di risposta elastica sono confrontati con quelli auspicati in un numero di frequenze di controllo ed il rapporto delle ordinate spettrali,

$$G(\omega)_{i+1} = G(\omega)_i \left[\frac{S_V(\omega)}{S_V^{(i)}(\omega)} \right]^2 \quad (4.17)$$

dove S_V è il valore spettrale desiderato, consente di operare modifiche della funzione densità spettrale di potenza. Con la nuova funzione densità spettrale di potenza si genera un nuovo moto artificiale e dunque un nuovo spettro di risposta elastica. La risposta alle frequenze di controllo non dipende solo dai valori della funzione densità spettrale di potenza a quelle frequenze ma anche dai valori assunti alle frequenze vicine. Un'accettabile approssimazione, estesa a tutti i punti di controllo, è comunque raggiungibile con poche iterazioni.

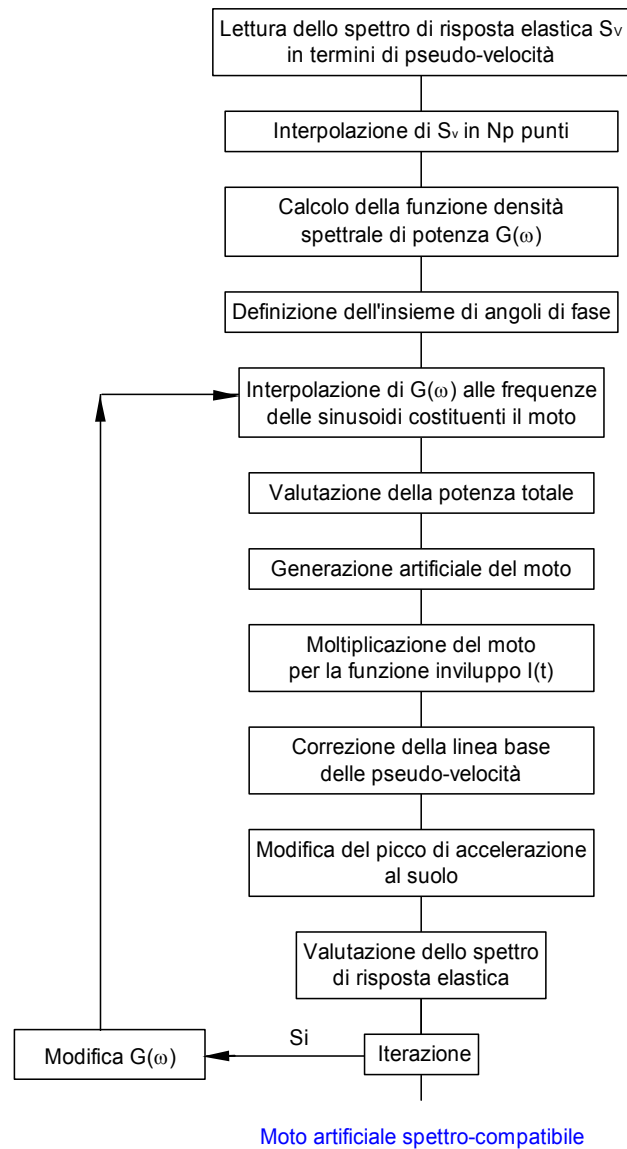


Fig. 4.14 Diagramma di flusso per la generazione di accelerogrammi artificiali

4.5.1 Le caratteristiche degli accelerogrammi artificiali

Nella fase di generazione automatica degli accelerogrammi, si è imposto quale spettro di risposta elastica di confronto quello relativo ad uno smorzamento del 5%, previsto dall'Eurocodice 8 per terreni di classe A e scalato ad un'accelerazione di picco al suolo di 0.35 g (Appendice A). Ai fini di un'analisi del comportamento strutturale in termini di valore medio e, con minore approssimazione, in termini di frattili superiori, sono stati generati 30 accelerogrammi spettro-compatibili aventi durata totale di 30 s ed accelerazione massima al suolo di 0.35 g. Nella generazione degli accelerogrammi artificiali si è considerata una durata della parte stazionaria di 22.5 s, in accordo con quanto richiesto dall'Eurocodice 8, ed una funzione di intensità $I(t)$ trapezoidale con tratti iniziali e finali di 3 e 5 secondi rispettivamente (Fig. 4.15). Il controllo è stato effettuato su 300 frequenze nel campo di periodi da 0 a 3 s, ritenuto d'interesse per lo studio effettuato. Gli spettri mostrati in Fig. 4.17 evidenziano, inoltre, un'evidente somiglianza con quelli ricavati dagli accelerogrammi naturali scalati (Fig. 4.9-Fig. 4.10).

I diagrammi di Fig. 4.16 sottolineano, infine, come gli spettri di accelerazione relativi agli accelerogrammi generati siano caratterizzati da coefficienti di variazione molto bassi nell'intero campo di periodi da 0 a 3 s e da distribuzioni delle accelerazioni praticamente gaussiane in quanto individuate da coefficienti di asimmetria e di curtosi molto prossimi a zero nonché da un valore medio con minimo errore coincidente con quello della mediana.

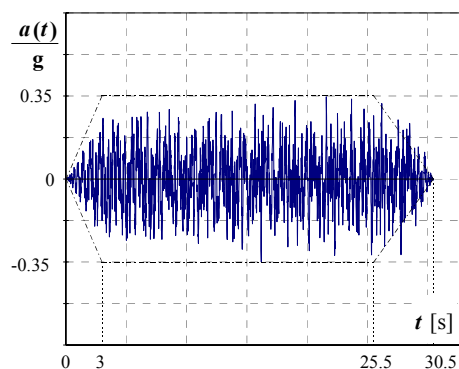


Fig. 4.15 Accelerogramma artificiale

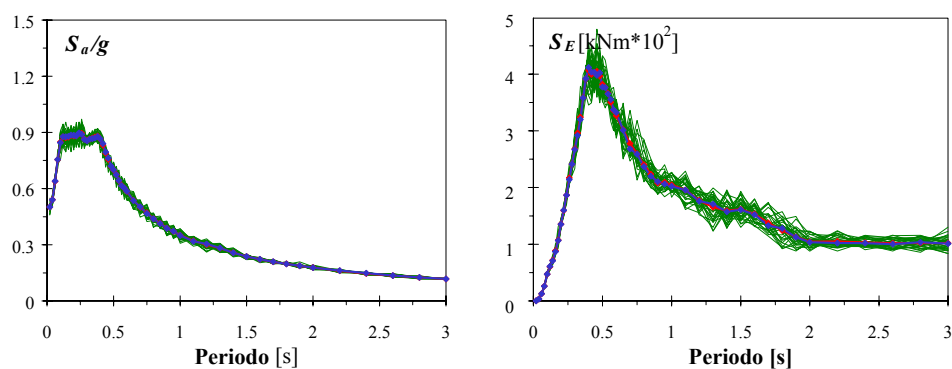


Fig. 4.17 Spettri di risposta elastica degli accelerogrammi artificiali in termini di (a) accelerazione e (b) energia di ingresso

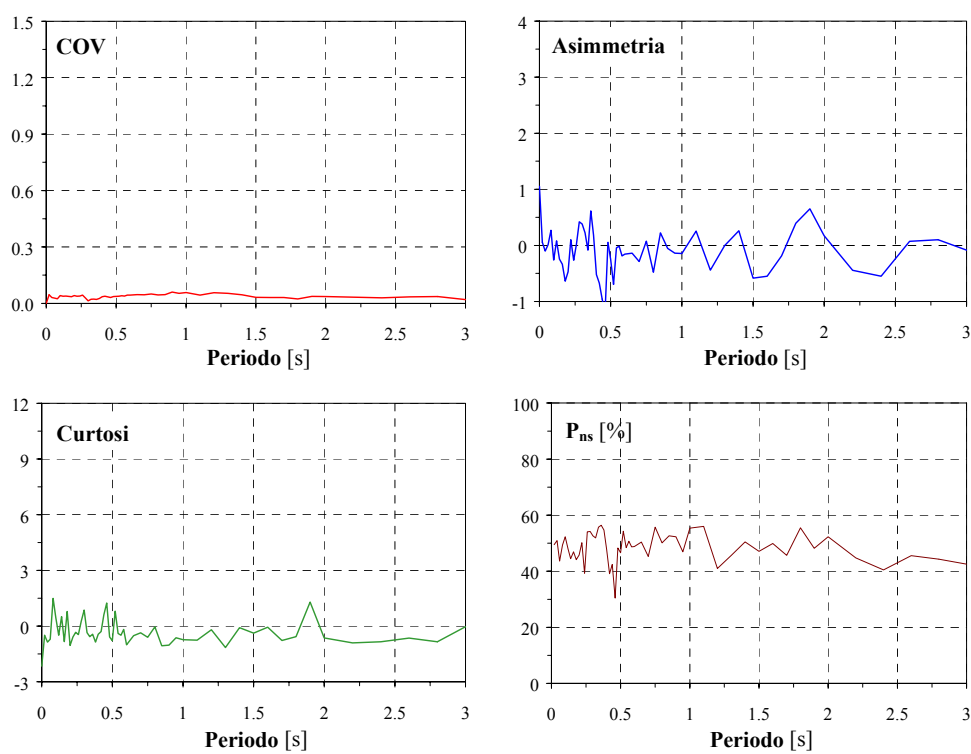


Fig. 4.16 Distribuzioni di accelerazioni spettrali degli accelerogrammi generati artificialmente: (a) coefficiente di variazione, (b) asimmetria, (c) curtosi e (d) probabilità di non superamento della media

Capitolo 5

UNA PROCEDURA DI PROGETTO DI EDIFICI PLANIMETRICAMENTE IRREGOLARI

5.1 IL RUOLO DELL'ANALISI STRUTTURALE NELLA PROGETTAZIONE DEGLI EDIFICI ASIMMETRICI

La risposta inelastica degli edifici asimmetrici è fortemente influenzata dal livello totale di resistenza assegnato, nonché dalla sua distribuzione tra gli elementi strutturali. Livelli differenti di resistenza influenzano profondamente sia gli spostamenti massimi sia le duttilità richieste della risposta inelastica. Distribuzioni differenti di eguali livelli di resistenza tra gli elementi strutturali, invece, non modificano sostanzialmente gli spostamenti massimi della risposta, ma determinano valori di duttilità differenti, sensibilmente condizionati dai valori localmente assunti dalla resistenza¹⁶.

In fase di progettazione, la scelta dell'analisi strutturale (statica o modale), che fissi, attraverso spettri di progetto, la resistenza dei singoli elementi strutturali, acquisisce, dunque, un ruolo fondamentale, essendo artefice di distribuzioni peculiari delle resistenze, che, all'atto della applicazione dell'azione sismica, determinano valori marcatamente diversi delle duttilità richieste. L'adeguatezza delle varie analisi a prevedere le risposte dei sistemi strutturali dipende, in generale, dalle caratteristiche dinamiche delle strutture, dal campo di analisi considerato del comportamento strutturale (lineare, non lineare), nonché dal diverso grado di approssimazione dell'analisi adottata^{40, 25}.

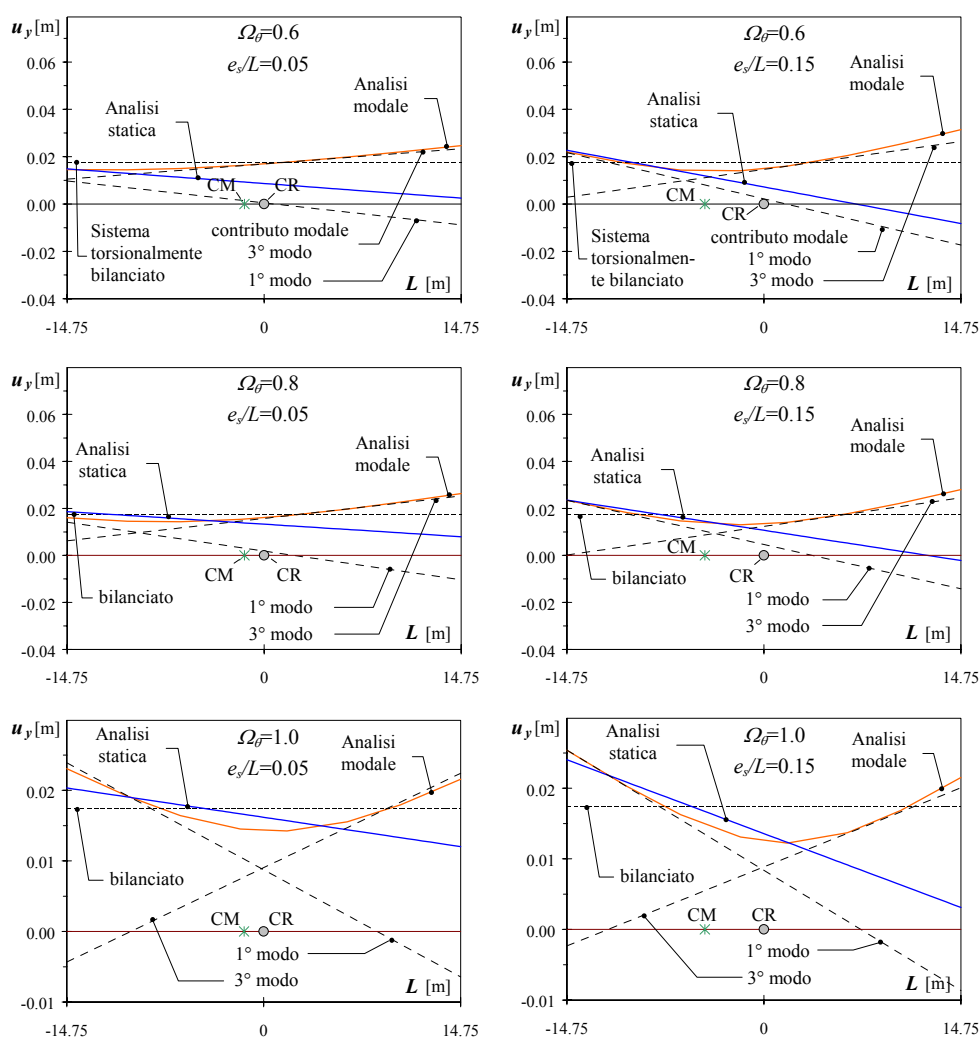


Fig. 5.1 Spostamenti di progetto da analisi statica e modale di strutture torsio-flessibili ($\Omega_\theta = 0.6 \div 1.0$) valutati con riferimento allo spettro medio di progetto dei trenta accelerogrammi naturali scalati (parametri di progetto: sistemi MES, e_s/L = variabile, $T_x = T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

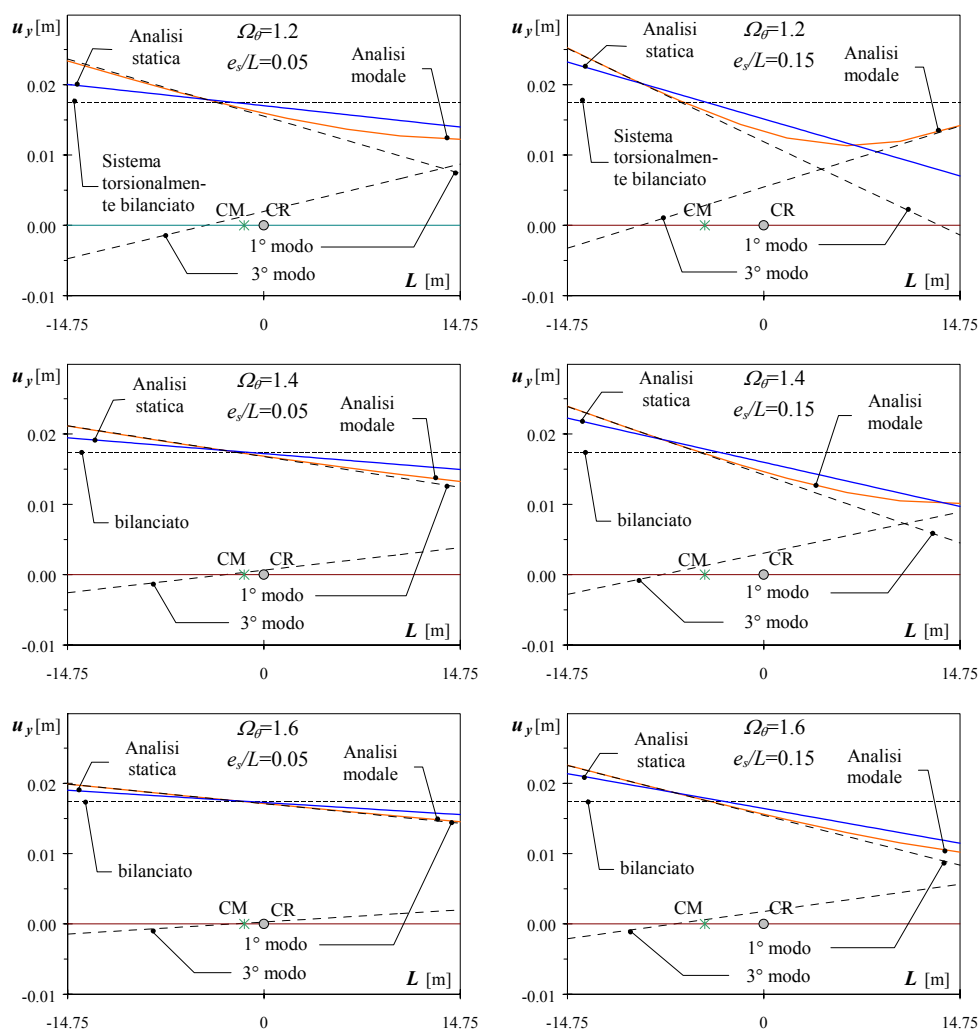


Fig. 5.2 Spostamenti di progetto da analisi statica e modale di strutture torsio-rigide ($\Omega_\theta = 1.2 \div 1.6$) valutati con riferimento allo spettro medio di progetto dei trenta accelerogrammi naturali scalati (parametri di progetto: sistemi MES, e_s/L = variabile, $T_x = T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

L'accoppiamento latero-torsionale della risposta delle strutture planimetricamente irregolari è profondamente influenzato dal rapporto Ω_θ tra le frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate e dal valore dell'eccentricità strutturale e_s . Strutture torsio-flessibili ($\Omega_\theta < 1$) presentano, in particolar misura in presenza di valori molto bassi del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, modi fondamentali di vibrazione sostanzialmente rotazionali (Fig. 5.1), mentre, strutture torsio-rigide ($\Omega_\theta > 1$) presentano, sensibilmente per elevati valori del rapporto Ω_θ , modi fondamentali di vibrazione prevalentemente traslazionali (Fig. 5.2). Sia i sistemi torsio-rigidi che quelli torsio-flessibili tendono ad evolvere in sistemi caratterizzati da modi di vibrazione roto-traslatori in occasione di elevate eccentricità strutturali, più accentuatamente in corrispondenza di valori di Ω_θ prossimi all'unità.

Nello sviluppo della risposta elastica delle strutture asimmetriche, le forme modali e gli spettri di risposta elastica svolgono compiti importanti. Per le strutture torsio-rigide (Fig. 5.2), il contributo al moto fornito dal modo fondamentale di vibrazione, prevalentemente traslazionale, consente di approssimare con sufficiente precisione l'andamento dei massimi spostamenti elastici, soprattutto per bassi valori di eccentricità strutturale, in virtù del valore spesso trascurabile assunto dal coefficiente di partecipazione del modo di vibrazione superiore. Strutture torsio-flessibili (Fig. 5.1), invece, presentano un andamento dei massimi spostamenti elastici che si discosta, spesso notevolmente, dal contributo al moto fornito dal modo fondamentale di vibrazione, prevalentemente rotazionale, in virtù del rilevante coefficiente di partecipazione legato al modo superiore di vibrazione. Le differenze di valore delle ordinate spettrali, relative al particolare spettro di risposta considerato ed ai diversi modi di vibrazione, inoltre, modificano in modo non trascurabile i rapporti tra i contributi con i quali i vari modi di vibrazione partecipano alla risposta massima.

Una corretta progettazione delle strutture deve verificare, in accordo con le attuali normative, criteri di progetto differenti in dipendenza del diverso livello delle azioni sismiche considerate⁴¹. In occorrenza di eventi sismici di modesta intensità le caratteristiche strutturali devono garantire un comportamento elastico che scongiuri qualsiasi danno strut-

turale (stato limite di esercizio). Esse devono inoltre escludere, in occorrenza di moti tellurici di notevole intensità, un crollo globale o parziale delle costruzioni che comprometti l'incolumità fisica delle persone (stato limite ultimo).

Nell'ambito della progettazione allo stato limite di esercizio, l'analisi statica della struttura, sollecitata dalle forze statiche equivalenti applicate nel centro delle rigidezze, riproduce, con approssimazioni varie, la massima risposta strutturale elastica. In strutture torsio-flessibili, particolarmente per valori bassi dell'eccentricità strutturale e_s e del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, l'analisi statica appare inadeguata a rappresentare con sufficiente accuratezza i massimi spostamenti elastici (Fig. 5.1). Questi ultimi sono influenzati, per bassi valori di eccentricità strutturale, quasi esclusivamente dal modo superiore di vibrazione mentre risentono del contributo del modo fondamentale di vibrazione in corrispondenza di valori elevati di eccentricità strutturale, assumendo un andamento visibilmente incurvato.

Per strutture torsio-rigide, invece, l'analisi statica approssima con discreta precisione il comportamento elastico (Fig. 5.2). In tali sistemi, il modo di vibrazione fondamentale, estremamente condizionante ai fini della risposta finale, è discretamente riprodotto nei suoi spostamenti modali dall'applicazione dell'analisi statica. Il modo di vibrazione prevalentemente rotazionale non incide, particolarmente per valori bassi di eccentricità strutturale, sull'andamento sostanzialmente lineare dei massimi spostamenti elastici, essendo comunemente caratterizzato da bassi valori del coefficiente di partecipazione. L'analisi statica dei sistemi torsio-rigidi richiede, comunque, generalmente, una rettifica degli spostamenti massimi al lato flessibile delle strutture (zona della struttura in cui, in un'analisi statica, la rotazione amplifica gli spostamenti traslazionali), che simuli, in tale zona delle strutture, l'effetto dinamico in campo elastico dell'eccentricità strutturale.

Nella previsione dei massimi spostamenti inelastici delle strutture asimmetriche, purtroppo, né l'analisi statica né quella modale consentono di ottenere un'elevata precisione. A causa di un comportamento strutturale inelastico sostanzialmente diverso da quello elastico (Fig. 5.3),

l'analisi strutturale, sia statica che modale, definisce spostamenti di progetto, e quindi resistenze, non in grado di assicurare ovunque nella struttura un prefissato livello di richiesta di duttilità (Fig. 5.4). L'analisi statica tende a sovrastimare particolarmente, per elevati valori dell'eccentricità strutturale e per bassi valori del parametro Ω_θ , gli spostamenti inelastici del lato rigido dell'edificio rispetto a quelli del lato flessibile. L'analisi modale, invece, in virtù di diverse previsioni degli spostamenti massimi, con notevole precisione in accordo con quelli elastici, tende a sottostimare gli spostamenti al lato flessibile ed al centro della struttura nei sistemi torsio-flessibili e gli spostamenti del lato rigido nei sistemi torsio-rigidi.

Nell'ambito della progettazione allo stato limite ultimo, che utilizzi l'analisi statica o modale, una soddisfacente previsione del reale comportamento strutturale inelastico, può essere fornita considerando, quali spostamenti di progetto, quelli derivanti dall'involuppo dell'analisi sia con posizioni nominali dei centri delle masse e delle rigidezze, sia con posizioni del centro delle masse diverse da quelle nominali, ottenute mediante uno spostamento del centro delle masse verso il centro delle rigidezze. Tale espediente vale a modificare le distribuzioni delle resistenze risultanti dalla tradizionale applicazione delle analisi strutturali ed a garantire, nell'intera struttura, determinati livelli di duttilità nel corso degli eventi sismici di progetto caratterizzati da elevato periodo di ritorno. Nell'ipotesi in cui lo spettro di progetto elastico relativo a sismi con basso periodo di ritorno, sia, nel campo dei periodi di interesse, inferiore in ordinate a quello inelastico definito per eventi sismici con alto periodo di ritorno, la progettazione eseguita con analisi modale⁸, con riferimento ad azioni sismiche di elevata intensità (progettazione allo stato limite ultimo), garantisce un corretto comportamento strutturale anche nei confronti di eventi sismici con basso periodo di ritorno⁴² (stato limite di esercizio). L'analisi statica, invece, non fornisce una stima soddisfacente degli spostamenti della struttura in campo elastico e, pertanto, nell'ambito di una progettazione che imponga la verifica degli stati limiti ultimo e di esercizio, richiede un'ulteriore correzione degli spostamenti, che assicuri un comportamento strutturale elastico in occorrenza di terremoti di breve periodo di ritorno.

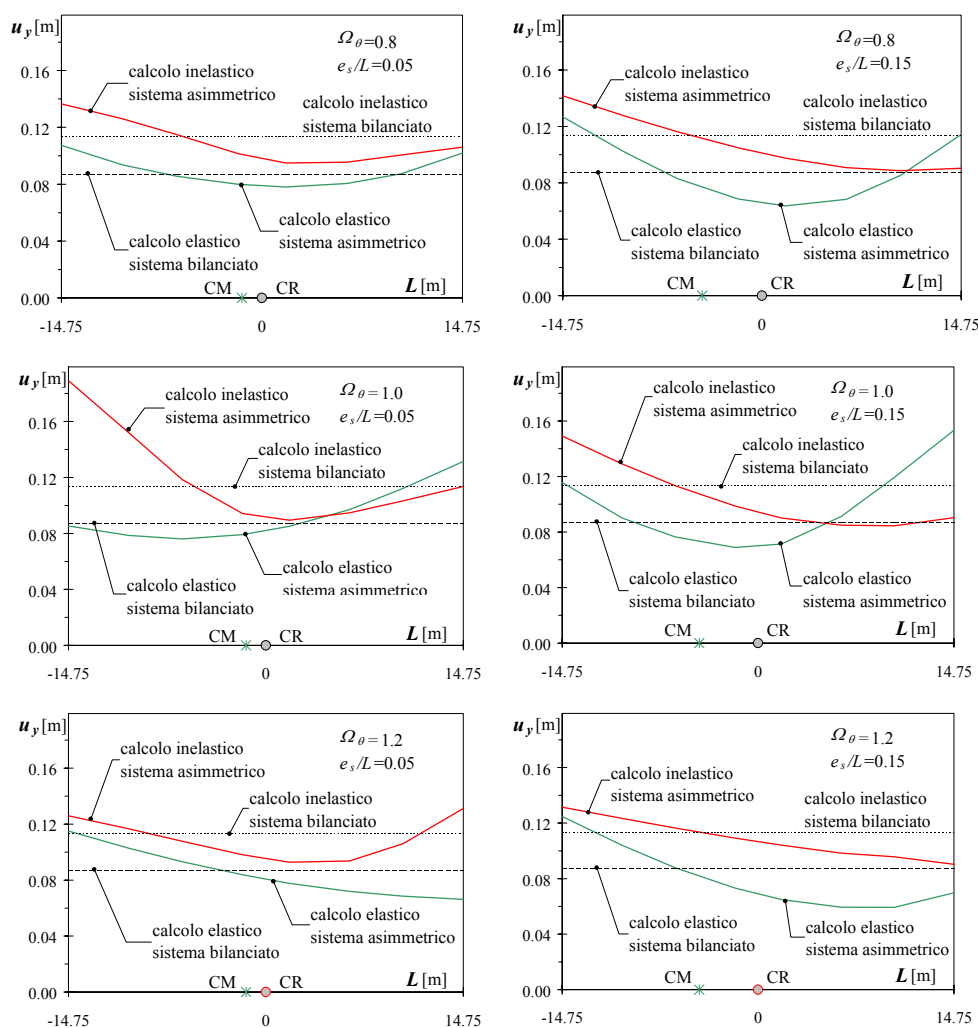


Fig. 5.3 Spostamenti medi elastici ed inelastici ($q = 5$)
di strutture asimmetriche progettate con analisi modale
mediante lo spettro medio di progetto
dei trenta accelerogrammi naturali scalati
(parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, e_s/L = variabile,
 $T_x = T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

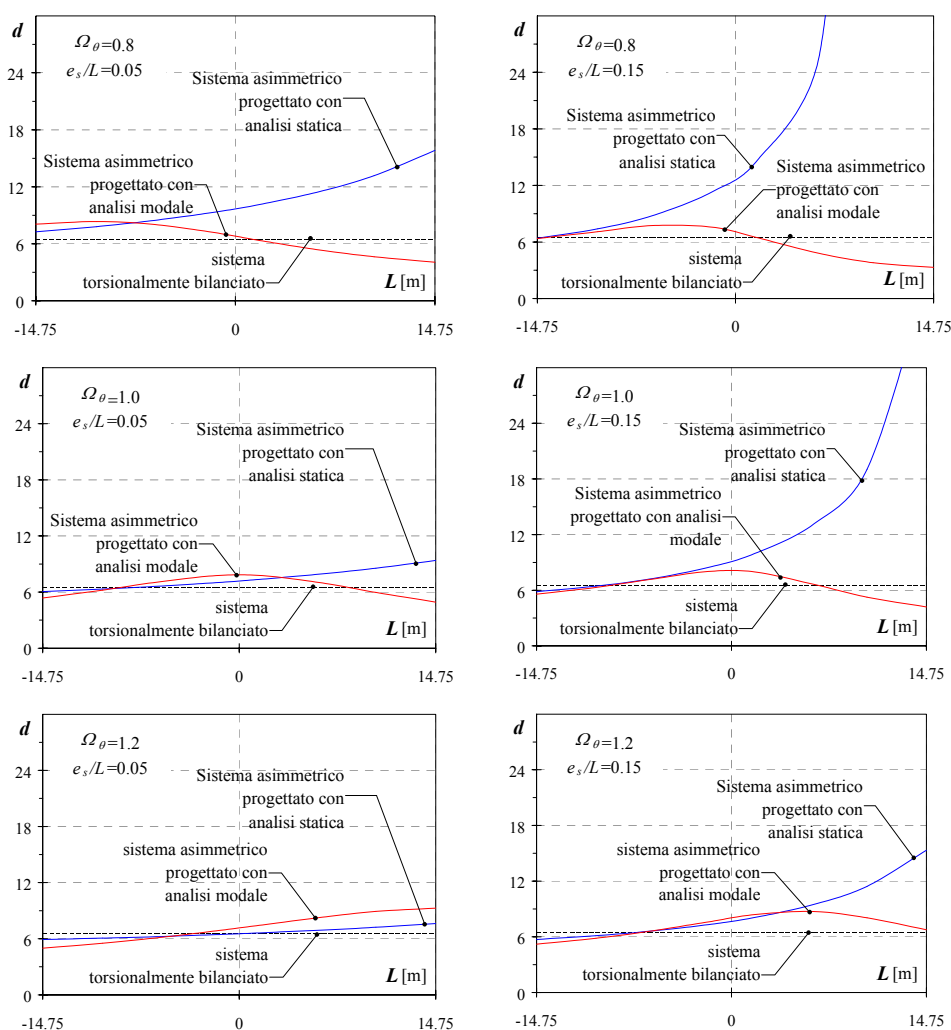


Fig. 5.4 Duttilità medie di strutture asimmetriche progettate con analisi statica e modale mediante lo spettro medio di progetto dei trenta accelerogrammi naturali scalati (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, e_s/L = variabile, $T_x = T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

5.2 LA RICERCA DI UNA FORMULA DI PROGETTO DELLE RESISTENZE

Esaminati gli inconvenienti propri dell'utilizzo dell'analisi statica e riconosciute quali modeste le attuali difficoltà di applicazione dell'analisi modale, si è reputato opportuno adottare, nella fase di progettazione, quest'ultima quale analisi strutturale, operando quelle modifiche alla sua applicazione che consentono un controllo dell'impegno plastico degli elementi resistenti.

La procedura proposta per la progettazione di edifici asimmetrici prevede una duplice applicazione dell'analisi spaziale modale per la determinazione delle resistenze degli elementi strutturali. L'analisi modale è adoperata, una prima volta, con posizioni nominali dei centri delle masse e delle rigidezze e, una seconda volta, con posizioni dei centri delle masse modificate da spostamenti, di questi ultimi verso i centri delle rigidezze, eguali in valore ad una quantità e_d definita *eccentricità correttiva di progetto*. Lo spostamento del centro delle masse in fase di progetto consente di ricercare una migliore stima degli spostamenti di quelle parti della struttura (parte flessibile, centrale o rigida), caratterizzate da elevate richieste di duttilità. L'inviluppo delle resistenze dei singoli elementi resistenti, separatamente ottenute attraverso le due analisi modali, definisce le effettive resistenze di progetto del modello considerato.

Per determinare il valore più idoneo dell'eccentricità correttiva di progetto e_d , necessario ad abbattere ad un prefissato livello le duttilità richieste degli elementi resistenti, ogni sistema con assegnate caratteristiche geometriche, inerziali ed elastiche è progettato più volte con eccentricità correttiva di progetto variabile in un campo di valori ($0 \div 1.5 e_s$) la cui estensione è funzione dell'eccentricità strutturale e_s tra i baricentri delle masse e delle rigidezze. I sistemi asimmetrici, progettati con valori diversi dell'eccentricità correttiva di progetto, presentano identiche caratteristiche dinamiche ma distribuzioni di resistenze diverse, conseguenti a differenti risposte alle analisi di progetto eseguite.

Parallelamente, ai fini di un'analisi comparativa, è stato progettato, per ogni sistema asimmetrico analizzato, il corrispondente *sistema torsionalmente bilanciato*, avente posizioni coincidenti dei centri delle masse e delle rigidezze e caratterizzato, quindi, da un comportamento puramen-

te traslatorio. Il rapporto tra i parametri di risposta del sistema asimmetrico e del corrispondente sistema torsionalmente bilanciato fornisce una misura dell'entità dell'accoppiamento torsionale ovvero una stima dell'effetto dell'irregolarità planimetrica.

Nel lavoro di ricerca del valore ottimale dell'eccentricità correttiva di progetto le strutture sono progettate mediante lo spettro ricavato da quello medio di risposta elastica dei trenta accelerogrammi naturali scalati, valutato con riferimento ad un valore del fattore di smorzamento eguale a 0.05, mediante riduzione attraverso un valore del fattore di comportamento q costante nell'intero campo di periodi analizzato. Le resistenze dei singoli elementi sono ricavate dagli spostamenti di progetto ottenuti mediante sovrapposizione modale secondo la regola di combinazione completa quadratica con coefficienti di correlazione incrociata proposti da Der Kiureghian^{7, 4, 35}.

L'analisi dinamica delle strutture, progettate attraverso la procedura descritta e sollecitate da eccitazione sismica alla base unidirezionale ed in fase sui vari appoggi^{43, 44}, ha consentito di valutare, con riferimento ad ognuno degli accelerogrammi naturali scalati e per ogni elemento resistente, i massimi spostamenti e quindi, attraverso le resistenze, le massime richieste di duttilità cinematica⁴⁵. Il massimo dei rapporti, valutato tra tutti gli elementi resistenti, tra la duttilità richiesta dal sistema asimmetrico e quella richiesta dal corrispondente sistema torsionalmente bilanciato (*massima duttilità cinematica normalizzata*) definisce, per ogni accelerogramma, l'incremento massimo di impegno plastico dovuto all'irregolarità planimetrica dello schema analizzato.

A conclusione delle elaborazioni numeriche eseguite con riferimento ad un sistema di determinate caratteristiche geometriche, dinamiche e meccaniche, sollecitato dai trenta accelerogrammi naturali scalati singolarmente considerati, i trenta valori delle duttilità normalizzate individuano la distribuzione dei massimi incrementi normalizzati di impegno plastico del sistema analizzato.

Non potendo dedurre, da un modesto numero di campioni, valutazioni notevolmente attendibili e precise dei frattili di ordine elevato della distribuzione del parametro di danno indagato, si è approssimata la reale distribuzione di dati attraverso una curva di distribuzione gaussiana

che avesse la sua stessa media e varianza e si è accettato, quale indice di dispersione dei dati e quale parametro indicativo per la valutazione del valore ottimale dell'eccentricità correttiva di progetto, il valore caratteristico, corrispondente al frattile del 95%, di tale distribuzione³⁶. La scelta del parametro di controllo della distribuzione delle duttilità normalizzate consente di contenere frattili elevati della distribuzione delle massime duttilità richieste dei sistemi asimmetrici a valori non lontani da quelli propri dei corrispondenti sistemi torsionalmente bilanciati, caratterizzati da comportamento puramente traslatorio.

5.3 L'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DI PROGETTO

I valori medi e caratteristici della massima richiesta di duttilità normalizzata degli elementi resistenti sono calcolati, in un primo tempo, al variare dell'eccentricità strutturale adimensionalizzata e_s/L , per schemi progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto e caratterizzati da valori differenti del parametro Ω_θ (Fig. 5.5).

La duttilità normalizzata caratteristica presenta valore unitario in corrispondenza di un valore nullo dell'eccentricità strutturale ed andamento generalmente crescente, con valori massimi ($2.1 \div 2.3$) raggiunti quasi sempre in corrispondenza dei massimi valori indagati di eccentricità strutturale. La duttilità normalizzata media presenta anch'essa, a partire da un valore iniziale unitario, andamento crescente all'aumentare dell'eccentricità strutturale, ma si attesta, generalmente in corrispondenza di valori intermedi di eccentricità strutturale, su valori massimi ($1.3 \div 1.7$), minori di quelli caratteristici poiché corrispondenti a frattili di ordine inferiore. Valori maggiori della duttilità normalizzata media sono riscontrabili, per elevati valori di eccentricità strutturale, in sistemi con elevati valori del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. Il parametro di duttilità normalizzata d , in termini di valore sia medio che caratteristico, mostra, in conclusione, spesso valori inaccettabili ai fini di una corretta progettazione, richiedendo incrementi di duttilità sensibili rispetto a quelli manifestati dai corrispondenti sistemi torsionalmente bilanciati.

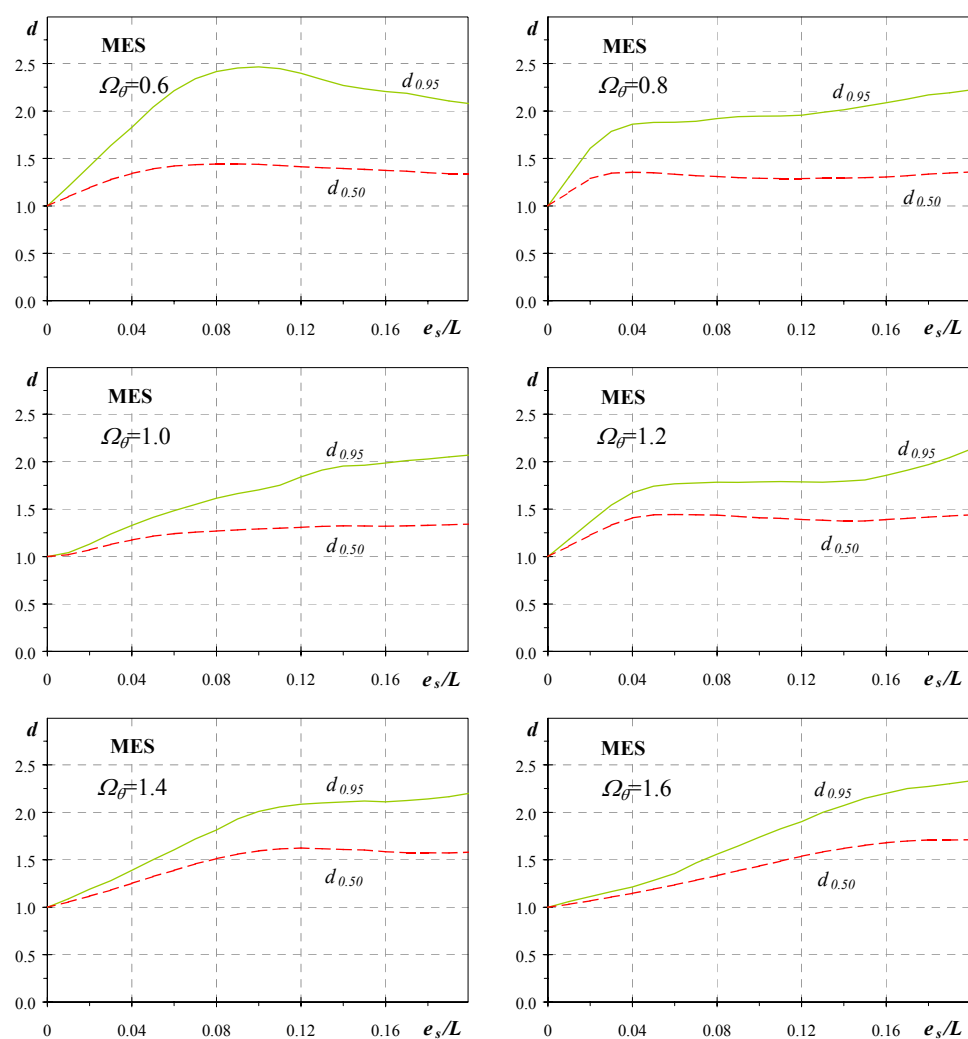


Fig. 5.5 Richiesta di duttilità normalizzata media $-d_{0.50}-$ e caratteristica $-d_{0.95}-$ di sistemi asimmetrici progettati con analisi modale senza eccentricità correttiva di progetto.
(parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

Un'errata previsione degli spostamenti induce, pertanto, negli elementi resistenti, richieste di duttilità diverse negli elementi resistenti e spesso maggiori di quelle disponibili, previste in fase di progetto implicitamente nella scelta di un determinato valore del fattore di comportamento. Al fine di abbattere sia i valori medi delle richieste di duttilità normalizzata che la dispersione dei risultati, si è eseguita, per le strutture analizzate, una progettazione secondo la procedura descritta, imponendo valori gradualmente crescenti dell'eccentricità correttiva di progetto. Le resistenze totali e quelle dei singoli elementi, ricavate al termine dell'analisi modale attraverso gli spostamenti di progetto, subiscono incrementi, rispetto ai valori assunti con applicazione tradizionale dell'analisi modale, variabili in funzione del valore considerato di eccentricità correttiva di progetto (Fig. 5.6-Fig. 5.7).

Per sistemi torsio-flessibili ($\Omega_\theta = 0.6 \div 0.8$) l'incremento dell'eccentricità correttiva di progetto determina inizialmente ($e_d < e_s$) aumenti delle resistenze negli elementi della parte centrale e rigida della struttura, con incrementi crescenti all'aumentare dell'eccentricità correttiva di progetto (Fig. 5.6). Per spostamenti del centro delle masse superiori all'eccentricità strutturale ($e_d > e_s$), gli incrementi di resistenza ottenuti nella parte centrale e rigida della struttura con valori minori dell'eccentricità correttiva di progetto si riducono mentre aumentano notevolmente gli spostamenti di progetto e quindi le resistenze del lato flessibile.

Per sistemi torsio-rigidi ($\Omega_\theta > 1$), invece, l'incremento di eccentricità correttiva produce, per valori di questa inferiori all'eccentricità strutturale ($e_d < e_s$), aumenti di resistenza particolarmente consistenti nella zona centrale e rigida della struttura. L'aumento dell'eccentricità correttiva, oltre il valore dell'eccentricità strutturale ($e_d > e_s$), induce ulteriori aumenti di resistenza negli elementi del lato rigido della struttura, ma riduce gli incrementi ottenuti nella zona centrale con valori minori di eccentricità correttiva (Fig. 5.7).

Strutture con valore unitario del parametro Ω_θ , infine, mostrano, per valori dell'eccentricità correttiva di progetto inferiori all'eccentricità strutturale ($e_d < e_s$), incrementi delle resistenze che interessano principalmente la zona centrale degli schemi, anche se lievi aumenti sono riscontrabili negli elementi del lato rigido.

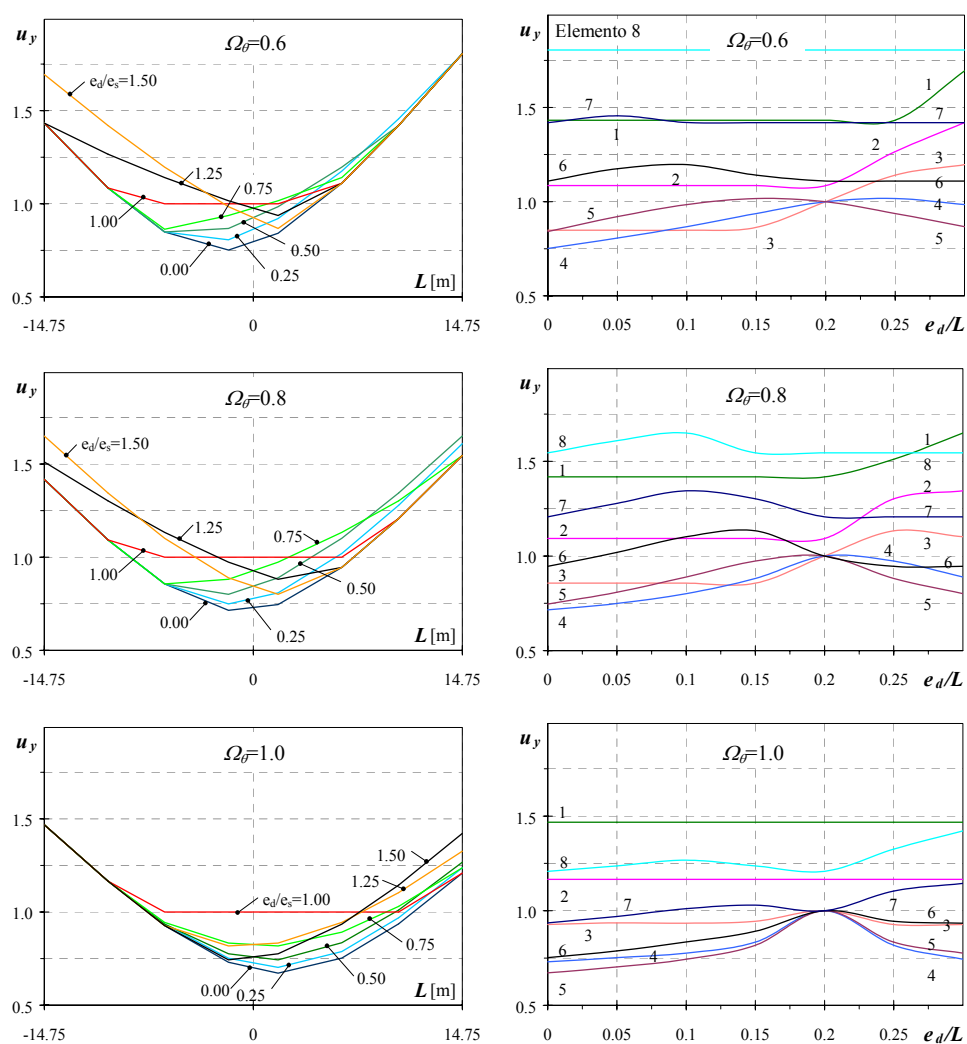


Fig. 5.6. Spostamenti di progetto adimensionalizzati di sistemi asimmetrici progettati con analisi modale con eccentricità correttiva di progetto, al variare dell'eccentricità correttiva di progetto e_d (0-1.5 e_s) (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_{θ} = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$, $e_s/L = 0.20$)

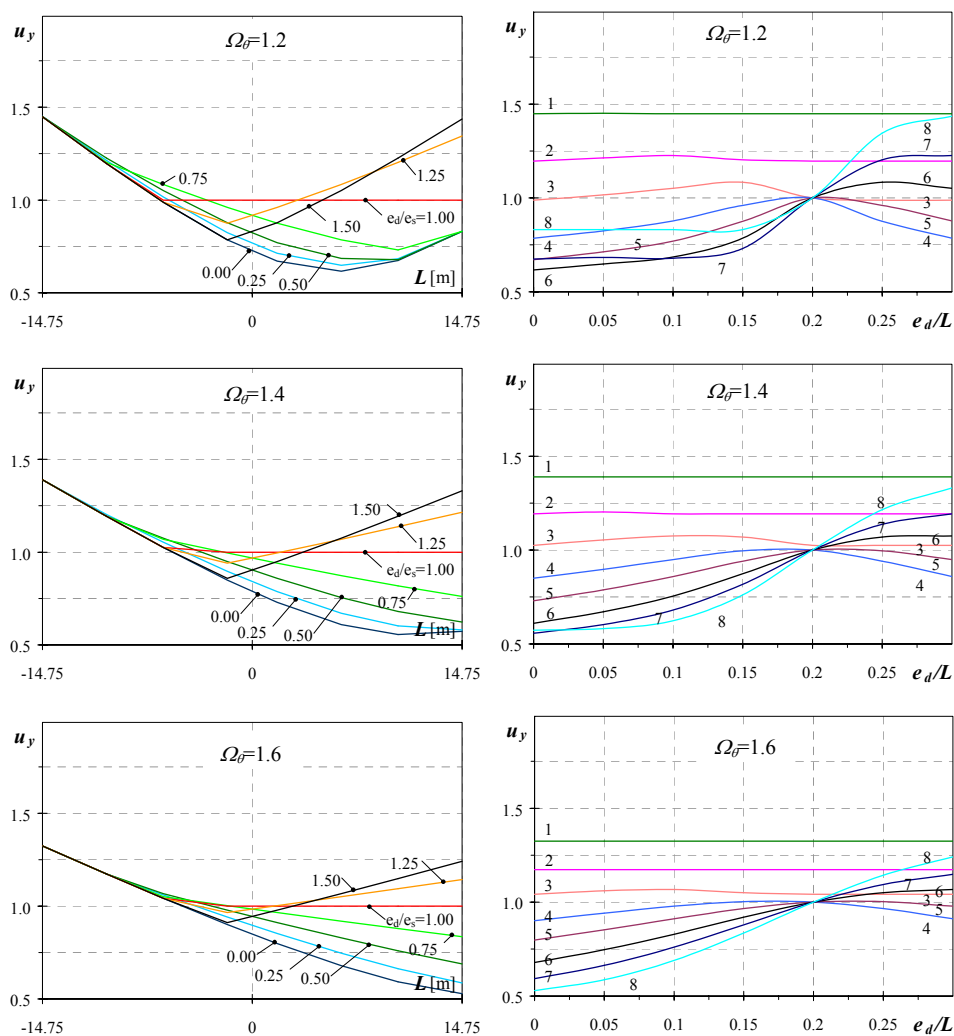


Fig. 5.7. Spostamenti di progetto adimensionalizzati di sistemi asimmetrici progettati con analisi modale con eccentricità correttiva di progetto, al variare dell'eccentricità correttiva di progetto e_d (0-1.5 e_s) (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$, $e_s/L = 0.20$)

In tali sistemi un aumento dell'eccentricità correttiva di progetto oltre il valore dell'eccentricità strutturale ($e_d > e_s$) determina brusche riduzioni delle resistenze nella zona centrale degli schemi ed apprezzabili amplificazioni sul lato rigido.

Con riferimento ai sistemi analizzati in Fig. 5.6 e Fig. 5.7, caratterizzati da ampie variazioni del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, è mostrato in Fig. 5.8, l'andamento delle richieste medie di duttilità normalizzata, per diversi valori dell'eccentricità correttiva di progetto. I sistemi torsio-flessibili, che manifestano nella parte centrale e flessibile della struttura valori medi delle duttilità maggiori di quelli dei corrispondenti sistemi torsionalmente bilanciati, beneficiano dell'incremento degli spostamenti di progetto e dunque delle resistenze indotte da valori non nulli dell'eccentricità correttiva di progetto per ridurre, in tale parte della struttura, i valori di duttilità normalizzata richiesti. Gli abbattimenti dei valori di resistenza, ottenuti nella parte centrale della struttura in occorrenza di elevati valori dell'eccentricità di progetto ($e_d > e_s$), non inducono, comunque, in tale zona, valori medi della duttilità normalizzata superiori all'unità.

I sistemi torsio-rigidi, invece, evidenziano elevate richieste medie di duttilità normalizzata (1.4÷1.7) sul lato rigido delle strutture progettate con applicazione tradizionale dell'analisi modale ed al contempo manifestano rapide riduzioni delle duttilità all'aumentare dell'eccentricità correttiva di progetto, sino a valori largamente al disotto dell'unità.

I sistemi con valori prossimi all'unità del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, infine, presentano riduzioni dei valori medi delle richieste di duttilità normalizzata della parte centrale della struttura in corrispondenza di valori non elevati dell'eccentricità correttiva di progetto ($e_d < e_s$), per manifestare, poi, aumenti delle richieste medie di duttilità normalizzate, per spostamenti del centro delle masse maggiori dell'eccentricità strutturale ($e_d > e_s$).

La Fig. 5.9 e la Fig. 5.10 mostrano l'andamento dei valori medi e caratteristici della distribuzione delle massime duttilità normalizzate richieste, in funzione del rapporto tra eccentricità correttiva di progetto ed eccentricità strutturale, per alcuni degli schemi strutturali analizzati ($\Omega_\theta = 0.6-1.6$), al variare dell'eccentricità strutturale ($e_s/L = 0.00\div 0.20$).

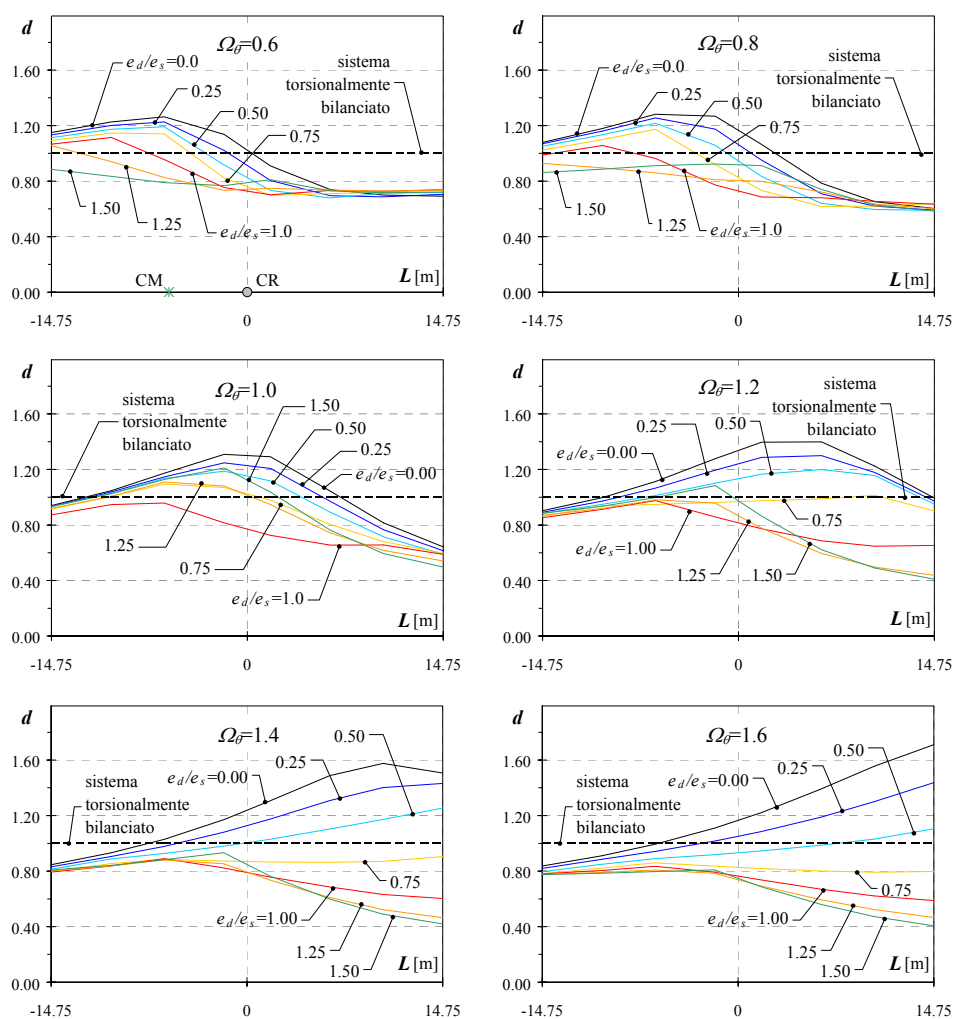


Fig. 5.8. Richieste medie di duttilità normalizzata di sistemi asimmetrici, al variare dell'eccentricità correttiva di progetto e_d (0-1.5 e_s) (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $e_s/L=0.20$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

Strutture torsio-flessibili (Fig. 5.9) manifestano, in presenza di eccentricità correttive nulle, notevoli dispersioni delle richieste di duttilità normalizzata ($2.0 \div 2.5$), più marcatamente in corrispondenza di elevati valori dell'eccentricità strutturale. L'applicazione della procedura proposta riduce gradualmente il valore medio e caratteristico della duttilità normalizzata richiesta, con variazioni che, nel campo dei valori indagati del rapporto tra eccentricità correttiva di progetto ed eccentricità strutturale, non evidenziano un cambiamento di tendenza ma sottolineano un'apprezzabile ed utile riduzione del parametro di danno considerato unicamente per valori molto elevati dell'eccentricità correttiva di progetto.

Sistemi caratterizzati da un valore unitario del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate presentano anch'essi, all'applicazione della procedura proposta e per bassi valori dell'eccentricità correttiva di progetto, riduzioni dei valori medi e caratteristici delle massime richieste di duttilità normalizzata, ma evidenziano un'inversione in tale andamento, per valori dell'eccentricità correttiva di progetto superiori all'eccentricità strutturale.

Strutture torsio-rigide (Fig. 5.10), infine, mostrano, per sistemi progettati in assenza di eccentricità correttiva, valori medi e caratteristici delle massime duttilità normalizzate richieste che crescono all'aumentare del parametro Ω_θ ed assumono valori massimi in corrispondenza di elevate eccentricità strutturali. L'efficacia dell'eccentricità correttiva di progetto è molto rapida, determinando valori unitari della duttilità normalizzata media richiesta all'applicazione di valori dell'eccentricità correttiva anche minori dell'eccentricità strutturale. La rapidità di azione della procedura di progetto proposta è, per tali strutture, riscontrabile anche nell'andamento del valore caratteristico della richiesta di duttilità normalizzata che si abbatta notevolmente anche per valori non eccessivi dell'eccentricità correttiva di progetto.

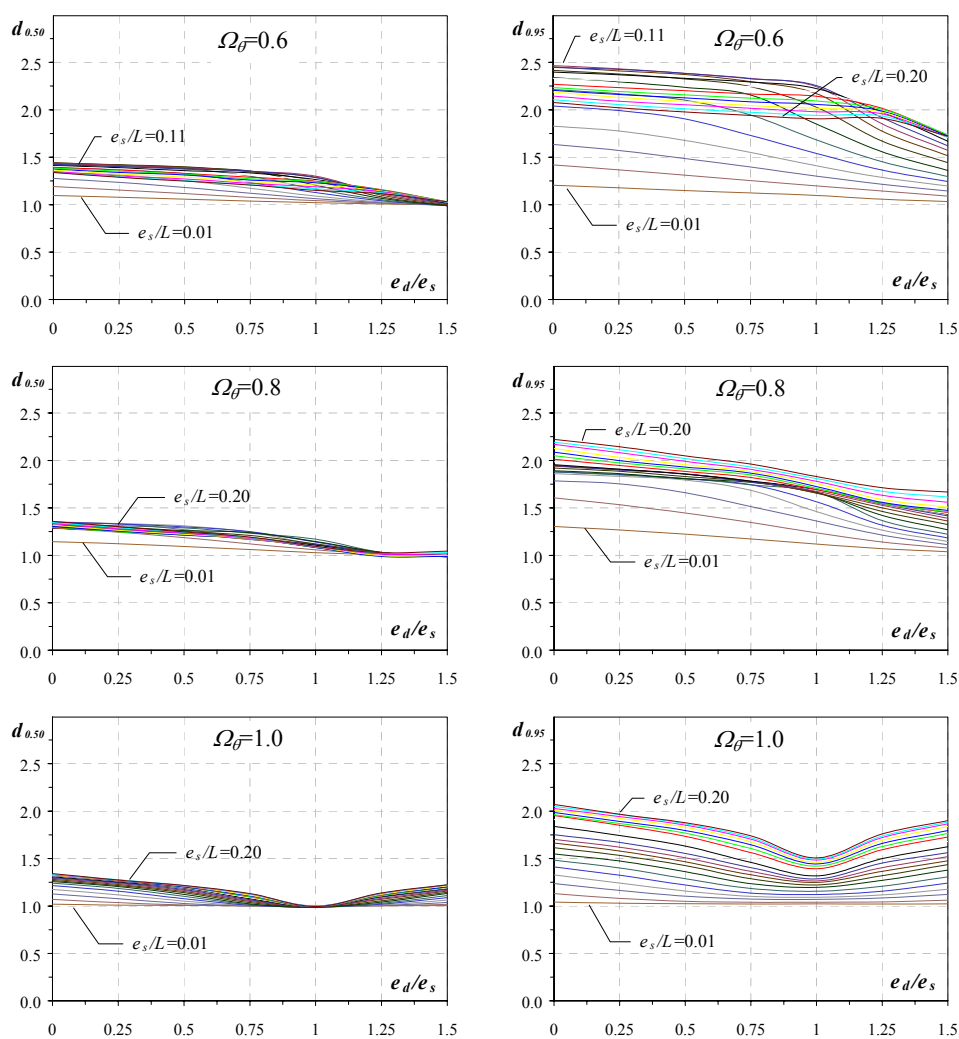


Fig. 5.9 Andamento della richiesta di duttilità normalizzata media $-d_{0.50}-$ e caratteristica $-d_{0.95}-$ in funzione del rapporto tra eccentricità correttiva di progetto ed eccentricità strutturale (parametri di progetto: sistemi MES, $\Omega_\theta =$ variabile, $e_s/L =$ variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

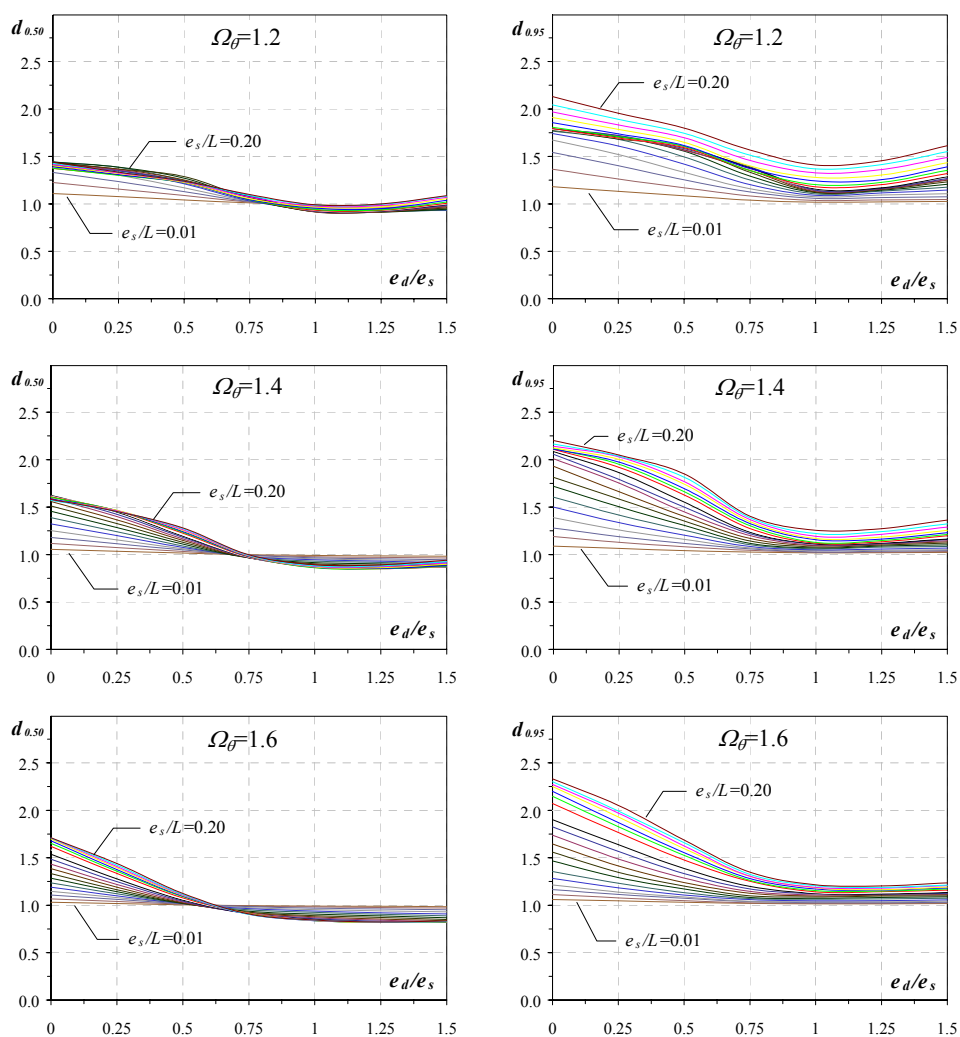


Fig. 5.10 Andamento della richiesta di duttilità normalizzata media $-d_{0.50}-$ e caratteristica $-d_{0.95}-$ in funzione del rapporto tra eccentricità correttiva di progetto ed eccentricità strutturale (parametri di progetto: sistemi MES, $\Omega_\theta =$ variabile, $e_s/L =$ variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

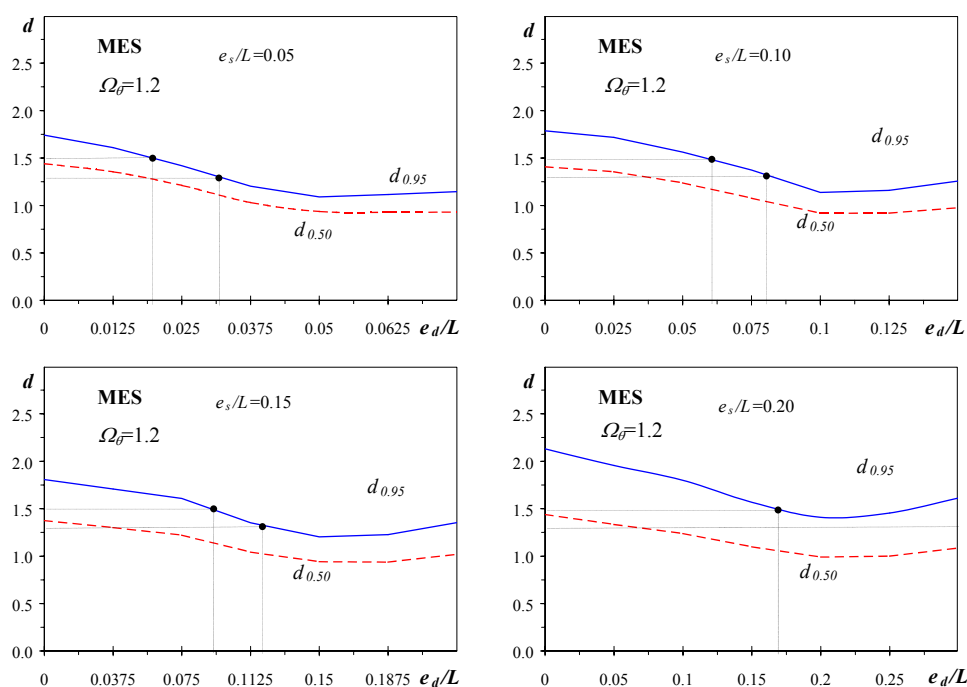


Fig. 5.11 Andamento della richiesta di duttilità normalizzata, in funzione dell'eccentricità correttiva di progetto (parametri di progetto: sistemi MES, $\Omega_\theta = 1.2$, $e_s/L = \text{variabile}$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

Utilizzando i dati delle massime duttilità normalizzate richieste dagli elementi resistenti è possibile, per ogni struttura analizzata e per ogni valore dell'eccentricità strutturale, variabile nel campo dei valori esaminati, stabilire il valore dell'eccentricità correttiva di progetto necessaria a fornire, quale valore caratteristico della massima duttilità normalizzata richiesta, un valore prefissato, ritenuto accettabile per la verifica eseguita sulla struttura considerata (Fig. 5.11).

Sono stati inizialmente imposti livelli crescenti del valore caratteristico desiderato della duttilità normalizzata, variabili tra 1 e 1.7, allo scopo di conoscere l'entità delle correzioni da apportare in fase di progetto alla normale applicazione dell'analisi modale per ottenere livelli differenti del valore caratteristico della duttilità normalizzata richiesta.

L'analisi, così condotta, ha consentito di indagare la reale efficacia ed applicabilità della procedura di progetto descritta, per valori caratteristici, anche bassi, della massima duttilità normalizzata. L'andamento mostrato dalla richiesta di duttilità normalizzata, al variare dell'eccentricità correttiva di progetto, non ha sempre consentito di garantire il valore caratteristico prefissato della duttilità normalizzata. La diversa possibilità di garantire differenti livelli di duttilità ha dunque imposto di considerare, nel prosieguo del lavoro, una scelta razionale dei valori caratteristici di duttilità normalizzata da indagare che avessero discreta possibilità di essere soddisfatti nel campo dei valori esaminati delle variabili considerate.

5.4 L'ANALISI PARAMETRICA

Allo scopo di proporre una formulazione generale dell'eccentricità correttiva di progetto, che garantisse definiti livelli dei valori caratteristici delle richieste di duttilità normalizzata, in un campo dei parametri di progetto coerente con le effettive proprietà degli edifici asimmetrici, si è eseguito un programma di elaborazioni numeriche che interessasse sistemi strutturali con differenti caratteristiche dinamiche e meccaniche.

5.4.1 Caratteristiche geometriche ed inerziali del modello di calcolo

Le caratteristiche geometriche dell'impalcato, di forma rettangolare, sono definite da valori costanti dei seguenti parametri:

- dimensione principale: $L = 29.50$ m;
- dimensione trasversale: $B = 12.50$ m;

Il numero e la posizione degli elementi resistenti sono univocamente fissati, ipotizzando per essi valori che trovano corrispondenza nelle configurazioni geometriche dei reali edifici. In tutte le elaborazioni effettuate, eccezione fatta per pochissimi casi, le caratteristiche assegnate al sistema base per la definizione del sistema simmetrico di riferimento sono:

- numero di elementi del sistema base: $n_b = 4$;

- distanza del baricentro del sistema base dal centro geometrico G dell'impalcato: $d_b = 8.25$ m;
- posizione degli elementi del sistema base rispetto agli assi di riferimento locale: $d_{b3} = 2.00$ m, $d_{b4} = 6.50$ m

Le masse, uniformemente distribuite, invece, sono caratterizzate, per intensità e distribuzione, dai valori costanti:

- massa $m = 1$ t/m²;
- raggio d'inerzia delle masse: $r_m = 0.312 L$

5.4.2 Livelli e distribuzioni di rigidezze e resistenze

La rigidezza dei singoli elementi resistenti è ottenuta mediante la procedura descritta in §3.2.1, in funzione delle caratteristiche dinamiche, del tipo di eccentricità e del valore assegnato all'eccentricità strutturale, avendo fissato preventivamente i rapporti di rigidezza tra gli elementi resistenti del sistema base:

- aliquota di rigidezza totale degli elementi base:

$$k_{b3} = 0.075, k_{b4} = 0.175$$

L'influenza delle caratteristiche dinamiche e meccaniche dei sistemi strutturali sulla valutazione dell'eccentricità correttiva di progetto è stabilita imponendo razionali variazioni ai seguenti parametri:

- tipo di eccentricità (eccentricità delle masse o delle rigidezze);
- eccentricità strutturale e_s ;
- rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate Ω_θ ;
- periodo traslazionale disaccoppiato $T_y = T_x$;
- aliquota di rigidezza torsionale dovuta agli elementi resistenti nella direzione trasversale γ ;
- fattore di comportamento q ;

Il campo di variazione dei parametri analizzati è definito dalle disuguaglianze:

$$0.6 \leq \Omega_\theta \leq 1.6 \quad (5.1)$$

$$0.4 \text{ s} \leq T_y=T_x \leq 2.0 \text{ s} \quad (5.2)$$

$$1 \leq q \leq 5 \quad (5.3)$$

$$0.001 \leq \gamma_x \leq 0.4 \quad (5.4)$$

avendo fissato quale *combinazione base*, a partire dalla quale considerare variazioni dei parametri di progetto, quella definita dai valori:

$$\Omega_\theta = 1, T_y=T_x = 1 \text{ s}, \quad q = 5 \text{ e } \gamma_x = 0.2$$

Allo scopo di considerare strutture asimmetriche caratterizzate da basse, medie o elevate eccentricità strutturali, si sono indagati valori dell'eccentricità strutturale, adimensionalizzata rispetto alla maggiore dimensione L dell'impalcato, variabili tra 0.01 e 0.20. Il limite superiore di tale intervallo caratterizza sicuramente strutture mal progettate, che necessitano di una attenta riprogettazione più che di un'eccentricità correttiva di progetto. Tuttavia, visto lo scopo del presente lavoro, di ricerca di una procedura di progettazione per edifici asimmetrici che esuli da considerazioni su criteri di concezione strutturale, è sembrato opportuno considerare per l'eccentricità strutturale un ampio campo di valori, che assicuri l'affidabilità della procedura di progettazione proposta anche per strutture dotate di eccentricità strutturali molto elevate.

5.5 DIPENDENZA DELL'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DI PROGETTO DALL'ECCENTRICITÀ STRUTTURALE

Per ognuno dei sistemi analizzati, caratterizzati da valori dei parametri di progetto variabili entro i campi mostrati, è stata valutata l'influenza dell'eccentricità strutturale sull'eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere fissati valori caratteristici della richiesta di duttilità normalizzata. La relazione tra l'eccentricità correttiva di progetto e l'eccentricità strutturale, evidenziata dalle analisi numeriche, presenta andamento pressoché lineare con valori crescenti dell'eccentricità correttiva di progetto all'aumentare dell'eccentricità strutturale (Fig. 5.12-Fig. 5.13).

Tale dipendenza è quindi, senza notevoli errori, approssimabile con una retta di tendenza lineare, identificabile, nel piano $e_d - e_s$, attraverso la

pendenza k e l'intercetta e_r con l'asse dell'eccentricità strutturale.

I valori dell'intercetta e_r e della pendenza k della retta dipendono in generale dai parametri del modello in oggetto. Nella Fig. 5.12 e nella Fig. 5.13 sono rappresentate le curve sperimentali relative alla relazione $e_d - e_s$, rispettivamente per strutture torsio-flessibili e torsio-rigide, per valori prefissati (1.20÷1.70) della duttilità normalizzata caratteristica richiesta $d_{0.95}$. I valori imposti delle duttilità normalizzate influenzano notevolmente l'aspetto della relazione esistente tra eccentricità correttiva di progetto ed eccentricità strutturale. I risultati forniti dalle elaborazioni numeriche evidenziano, al crescere del limite imposto alla duttilità normalizzata, una sostanziale traslazione delle curve, parallelamente all'asse delle eccentricità strutturali, nel verso dei valori decrescenti dell'eccentricità strutturale.

Negli stessi grafici, con linee tratteggiate, sono tracciate le *linee di tendenza lineare* delle curve corrispondenti a valori caratteristici della duttilità normalizzata ($d_{0.95} = 1.30-1.50$) che mostrano concreta possibilità di essere garantiti in un ampio campo di valori dell'eccentricità strutturale, per sistemi con differenti caratteristiche dinamiche e meccaniche.

Come già osservato, infatti, non sempre è possibile determinare eccentricità correttive di progetto che garantiscano valori molto bassi della duttilità normalizzata caratteristica richiesta, specialmente per valori elevati dell'eccentricità strutturale. In particolare, in nessuno dei casi esaminati è stato possibile determinare un valore dell'eccentricità correttiva di progetto che fornisca, nell'intero campo di valori esaminati dell'eccentricità strutturale, un valore unitario della duttilità normalizzata caratteristica richiesta. Nei grafici mostrati in Fig. 5.12 ed in Fig. 5.13, la fine di una curva sperimentale in corrispondenza di valori dell'eccentricità strutturale minori del valore massimo fissato indica che la duttilità normalizzata, cui essa è relativa, non può essere garantita con i valori esaminati di eccentricità correttiva di progetto. Eccezione a tale regola costituiscono le curve relative a sistemi con eccentricità delle rigidezze (SES) dotati di rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate piuttosto basso o molto elevato.

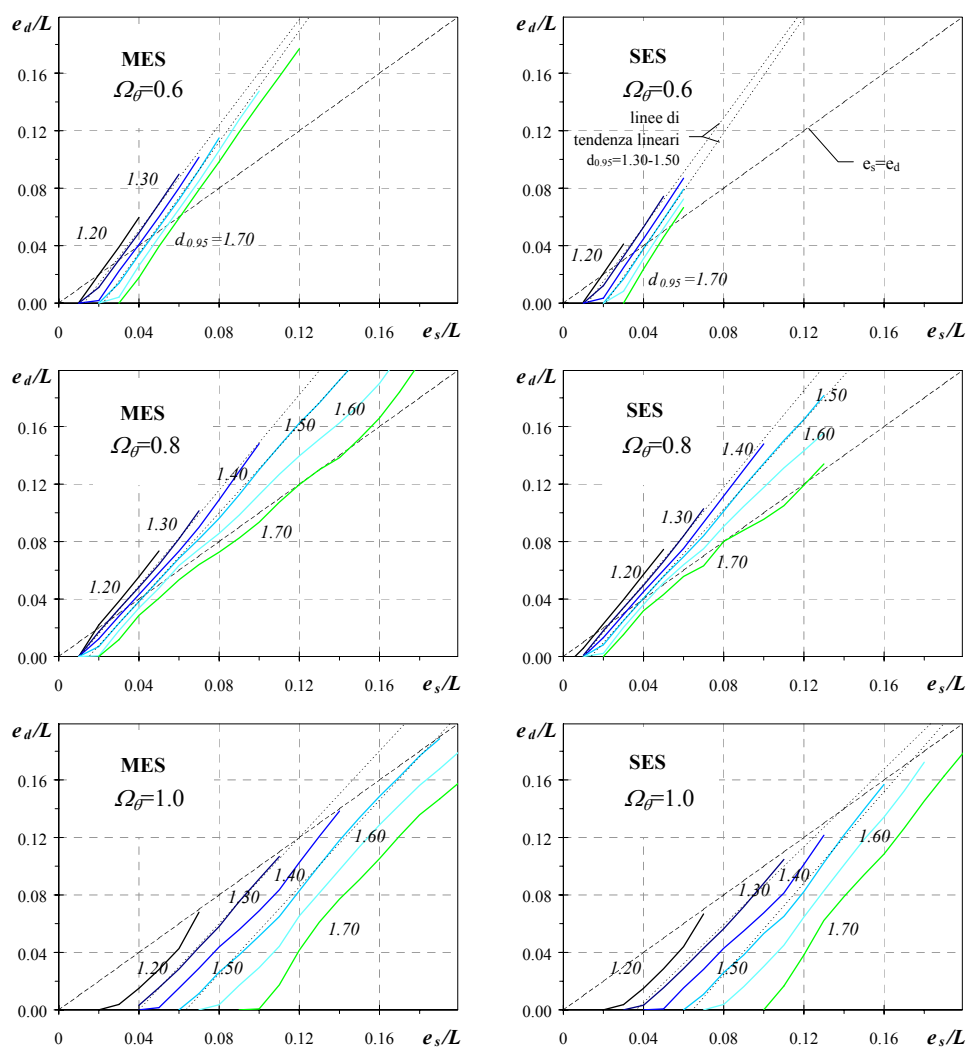


Fig. 5.12. Eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere
 $d_{0.95} = 1.20 \div 1.70$
 in strutture torsio-flessibili
 (parametri di progetto Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$).

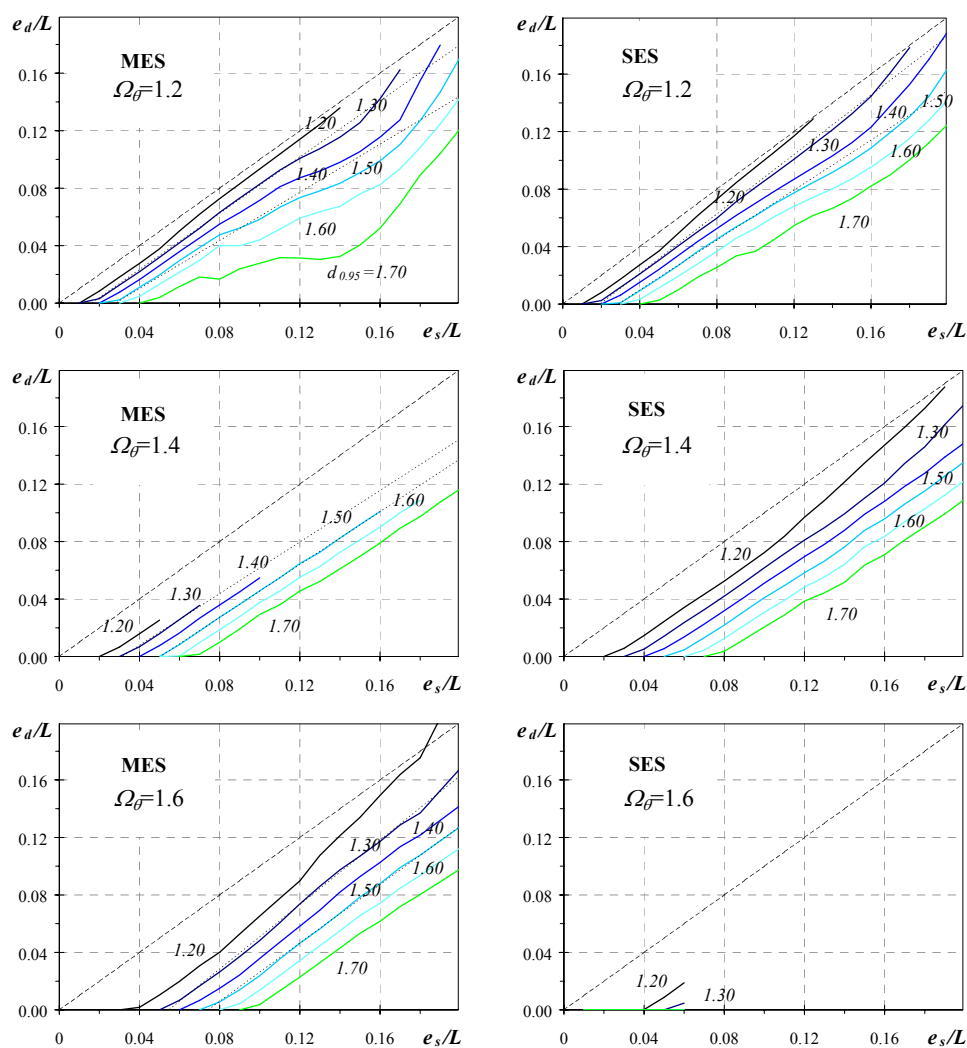


Fig. 5.13. Eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere
 $d_{0.95} = 1.20 \div 1.70$
 in strutture torsio-rigide
 (parametri di progetto $\Omega_\theta = \text{variabile}$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.20$, $q = 5$).

Per tali sistemi, in corrispondenza di valori elevati dell'eccentricità strutturale, non è spesso ottenibile una distribuzione di rigidezze tutte positive che, a partire dai parametri geometrici e di distribuzione delle rigidezze del sistema base fissato in fase di progetto, garantisca le caratteristiche dinamiche del sistema asimmetrico da analizzare.

Sulla base dei risultati evidenziati in Fig. 5.12 e Fig. 5.13 e di quelli ricavati con riferimento ad un più ampio campo di valori dei parametri analizzati, caratteristici del comportamento elastico ed inelastico delle strutture asimmetriche, si è ritenuto di poter seguire con sufficiente approssimazione l'andamento leggermente curvilineo della relazione tra l'eccentricità correttiva di progetto e l'eccentricità strutturale attraverso una formulazione analitica lineare nei parametri di progetto esaminati, esprimibile nella forma:

$$e_d = k(e_s - e_r) \geq 0 \quad (5.5)$$

essendo e_r e k l'intercetta sull'asse delle eccentricità strutturali e la pendenza della retta che nel piano $e_d - e_s$ rappresenta la relazione tra eccentricità correttiva di progetto ed eccentricità strutturale.

5.6 DIPENDENZA DELL'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DAI PARAMETRI DI PROGETTO

Dopo le prime valutazioni di carattere generale sull'andamento dell'eccentricità correttiva di progetto al variare dell'eccentricità strutturale (Fig. 5.12-Fig. 5.13), si è analizzata più accuratamente la dipendenza dei coefficienti k ed e_r dai parametri di progetto Ω_θ , T_y , q e γ_x .

Le prime considerazioni sul legame tra i parametri di progetto del modello ed i coefficienti dell'espressione (5.5) sono state ricavate rappresentando graficamente le relazioni esistenti tra l'eccentricità correttiva di progetto e l'eccentricità strutturale, avendo fissato per la duttilità normalizzata caratteristica il valore di 1.3. Tale valore garantisce un rilevante contenimento delle massime richieste di duttilità normalizzata ed è, al contempo, soddisfatto in un ampio campo di valori dei parametri di progetto esaminati. L'analisi di strutture caratterizzate da valori differenti del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate Ω_θ , che sembra influenzare sensibilmente la risposta inelastica delle

strutture planimetricamente irregolari, evidenzia, per il soddisfacimento del valore di duttilità prefissato, la richiesta di una modesta correzione dell'analisi progettuale in strutture torsionalmente rigide e la richiesta di una elevata eccentricità correttiva in strutture torsionalmente flessibili. Tale comportamento, rilevabile in Fig. 5.14, si traduce in rette interpolanti che, per valori crescenti del parametro Ω_θ , presentano traslazioni parallele all'asse dell'eccentricità strutturale, nel verso dei valori crescenti. Le rette di tendenza lineare mostrano, inoltre, per strutture torsio-flessibili, un limite inferiore dei valori dell'intercetta e_r ed un lieve aumento dell'inclinazione sull'asse delle eccentricità strutturali, per valori decrescenti del parametro Ω_θ .

Un analogo studio è stato eseguito con riferimento a modelli numerici caratterizzati da variazioni del fattore di comportamento q e del periodo fondamentale di vibrazione disaccoppiato T_y . L'eccentricità correttiva di progetto mostra, al diminuire del fattore di comportamento q , un lieve decremento (Fig. 5.15): le linee di tendenza presentano intercetta pressoché identica ed inclinazione gradualmente minore sull'asse delle eccentricità strutturali, al diminuire del parametro q . La linea di tendenza relativa al valore unitario del fattore di comportamento, che sembra mostrare andamento diverso, è in realtà poco significativa perché ricavata da un numero di punti del grafico estremamente ridotto.

La relazione tra eccentricità correttiva di progetto ed eccentricità strutturale, al variare del periodo di vibrazione traslazionale disaccoppiato T_y , non è chiaramente definita dalla Fig. 5.16, mostrando alcune inversioni in una generale tendenza che evidenzia trascurabili aumenti dell'eccentricità correttiva di progetto al diminuire del periodo di vibrazione traslazionale disaccoppiato. Ciò sarebbe giustificato dal maggiore impegno plastico generalmente richiesto da strutture con periodo di vibrazione ricadente nel tratto ad accelerazione costante dello spettro di risposta utilizzato nella fase di progetto^{16, 35}. La mancanza di chiarezza nella tendenza della relazione e l'esiguità delle variazioni apportate consentono, comunque, di sostenere, almeno per strutture aventi periodo di vibrazione ricadente in un ampio campo di valori, la sostanziale indifferenza dell'eccentricità correttiva di progetto dalla variazione del periodo traslazionale di vibrazione disaccoppiato delle strutture.

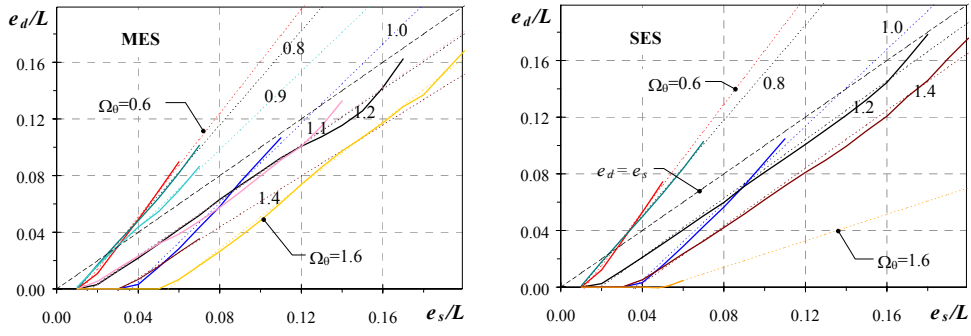


Fig. 5.14. Eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere $d_{0.95} = 1.30$, (parametri di progetto Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

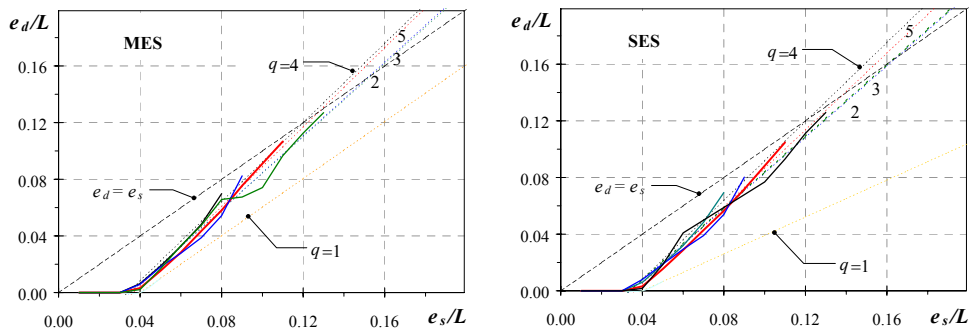


Fig. 5.15. Eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere $d_{0.95} = 1.30$, (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, q = variabile)

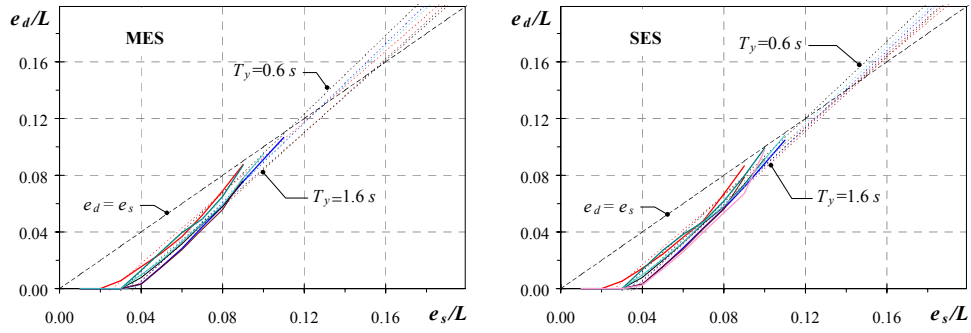


Fig. 5.16. Eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere $d_{0.95} = 1.30$, (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, T_y = variabile, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

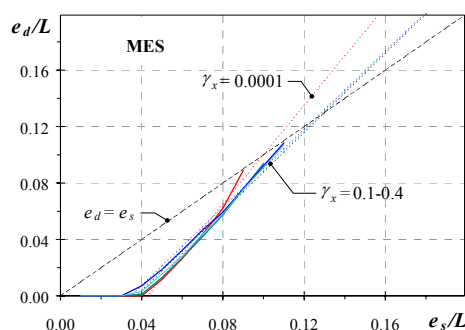


Fig. 5.17. Eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere $d_{0.95} = 1.30$ (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x =$ variabile, $q = 5$)

La Fig. 5.17 mostra, inoltre, la completa indifferenza del valore di eccentricità correttiva di progetto, necessaria a garantire un prestabilito livello della duttilità normalizzata caratteristica richiesta, a valori differenti del rapporto γ_x tra aliquota della rigidezza torsionale totale dovuta agli elementi disposti secondo l'asse x e rigidezza torsionale totale. Incrementi di eccentricità correttiva di progetto sono richiesti unicamente da strutture senza elementi trasversali che tuttavia non rappresentano reali configurazioni strutturali.

In una seconda fase del lavoro è stato eseguito, al variare dei parametri di progetto, lo studio delle variabili k ed e_r , che definiscono posizione e direzione della retta che descrive graficamente la relazione tra l'eccentricità correttiva di progetto, necessaria ad assicurare una duttilità normalizzata caratteristica richiesta di 1.3, e l'eccentricità strutturale.

La Fig. 5.18 mostra l'andamento delle variabili k ed e_r al variare del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, per sistemi con eccentricità delle masse (MES) e delle rigidezze (SES). La dipendenza di e_r da Ω_θ manifesta inizialmente un andamento pressoché costante, per mostrare, poi, nell'intorno di valori unitari del rapporto Ω_θ , un tratto curvilineo, a campana, non in linea con il precedente andamento dei valori dell'intercetta e_r . La relazione tra l'intercetta e_r ed il rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate appare, invece, per valori elevati del parametro Ω_θ , tendenzialmente lineare e crescente.

Il parametro k , invece, presenta, all'aumentare di Ω_θ , un andamento decrescente che tende a valori costanti unitari in corrispondenza di valori elevati del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. Il tipo di eccentricità strutturale (delle masse o delle rigidezze) e l'utilizzo di accelerogrammi spettro-compatibili generati artificialmente non influenzano eccessivamente le relazioni descritte.

Sempre in Fig. 5.18 è mostrata la relazione tra i due coefficienti, k ed e_r , ed il fattore di comportamento q . I risultati, relativi al valore prescelto della duttilità normalizzata caratteristica, evidenziano valori quasi costanti di e_r al variare di q , con livelli differenti in funzione del valore assunto dal rapporto Ω_θ . Il parametro e_r , eccezione fatta per il valore unitario di Ω_θ , aumenta al crescere del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. La pendenza k , invece, presenta generalmente variazioni lievemente crescenti con q , con livelli di valori differenti, crescenti al diminuire del rapporto Ω_θ . Le differenze tra risultati di sistemi con eccentricità delle masse e delle rigidezze e tra analisi condotte con accelerogrammi naturali o artificiali sono, anche in questo caso, trascurabili.

Gli effetti del periodo, come già mostrato in Fig. 5.16, evidenziano valori di k ed e_r che oscillano lievemente intorno a valori costanti, senza lasciare individuare una netta tendenza. Allo stesso modo, la Fig. 5.17 mostra come la distribuzione della rigidezza rotazionale tra gli elementi resistenti longitudinali e trasversali all'azione sismica abbia una scarsa rilevanza sul valore dell'eccentricità correttiva di progetto, purché individui contributi non nulli degli elementi trasversali.

In Fig. 5.19 è infine riportata la variazione della pendenza k e dell'intercetta e_r delle rette che nel piano $e_d - e_s$ individuano la relazione tra l'eccentricità correttiva di progetto necessaria ad ottenere un valore unitario della duttilità normalizzata media richiesta e l'eccentricità strutturale. I valori dell'intercetta e_r che verificano tale condizione sono pressoché nulli per tutti i sistemi analizzati, mentre le pendenze k delle rette di tendenza mostrano andamento simile a quello di Fig. 5.18, ottenuto imponendo un valore di 1.3 della duttilità normalizzata caratteristica, ma evidenziano valori generalmente minori.

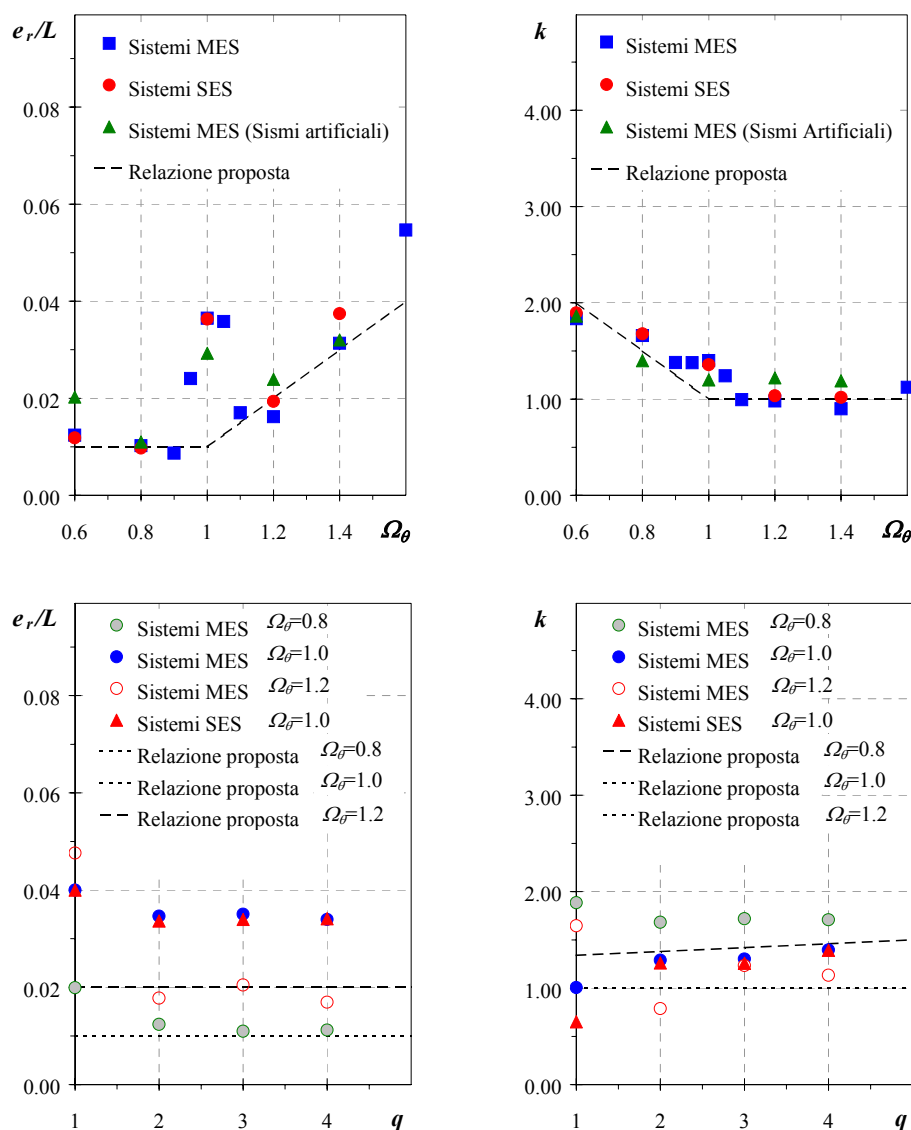


Fig. 5.18. Pendenza k ed intercetta e_r/L sull'asse delle eccentricità strutturali delle rette interpolanti i valori dell'eccentricità correttiva di progetto che garantiscono un valore caratteristico della duttilità normalizzata eguale a 1.3 (parametri di progetto Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, q = variabile)

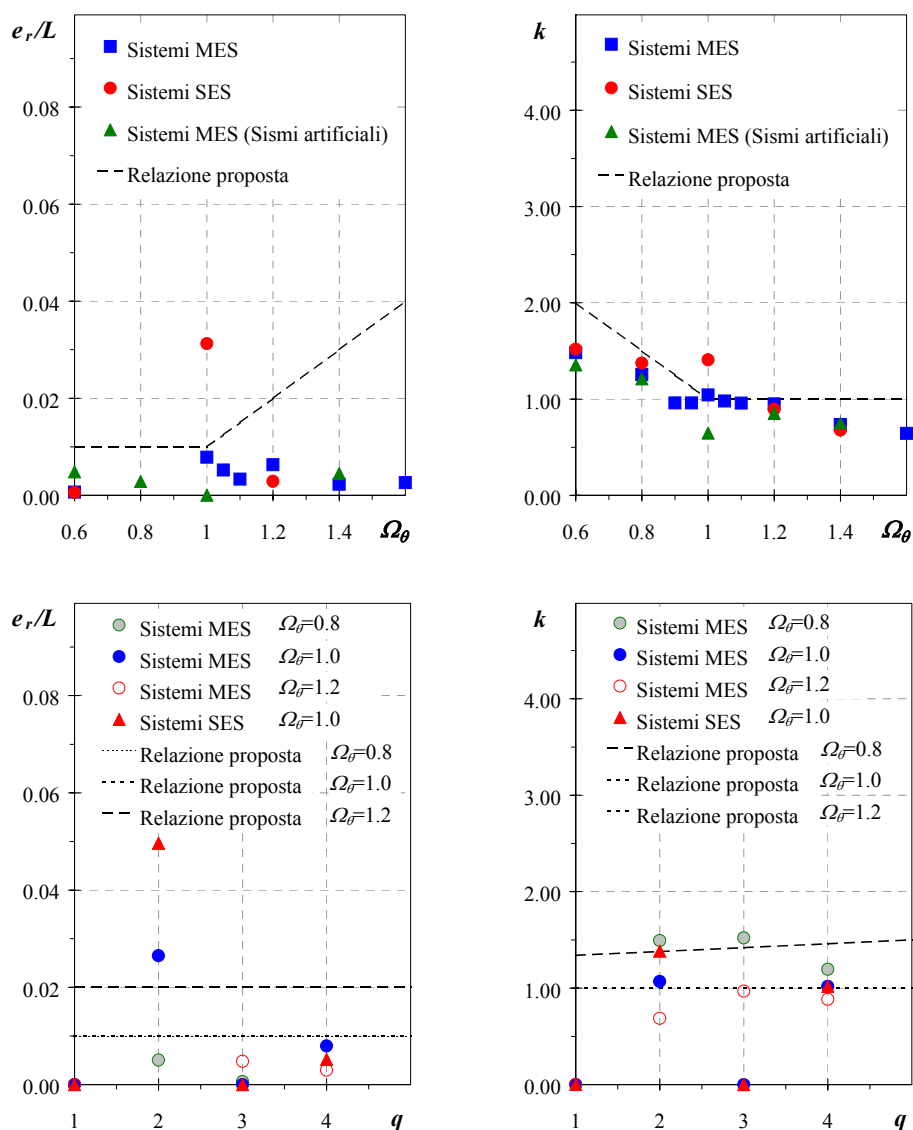


Fig. 5.19. Pendenza k ed intercetta e_r/L sull'asse delle eccentricità strutturali delle rette interpolanti i valori dell'eccentricità correttiva di progetto che garantiscono un valore medio della duttilità normalizzata eguale a 1.0 (parametri di progetto Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, q = variabile)

5.7 LA FORMULAZIONE PROPOSTA DELL'ECCENTRICITÀ CORRETTIVA DI PROGETTO

Sulla base dei risultati ottenuti, precedentemente descritti, si è ricercata una formulazione analitica dei parametri k ed e_r che descrivono l'inclinazione e l'intercetta della retta che, nel piano e_s - e_d , individua la relazione tra l'eccentricità strutturale e l'eccentricità correttiva di progetto necessaria a garantire un valore di 1.3 della duttilità normalizzata caratteristica richiesta.

Si osserva che valori di k ed e_r , rispettivamente maggiori e minori dei dati ricavati interpolando linearmente i risultati delle analisi sperimentali eseguite, indicano valori di eccentricità correttiva di progetto cui corrispondono richieste caratteristiche di duttilità normalizzata minori di quelle prefissate. In conseguenza di ciò, si sono ricercate soluzioni analitiche delle formulazioni di k ed e_r che individuino nel piano e_s - e_d , al variare dei parametri di progetto, valori degli stessi non minori e non maggiori rispettivamente dei dati sperimentali. In considerazione di ciò, per i parametri k ed e_r sono state proposte le seguenti relazioni:

$$k = \max \begin{cases} 3.3 - 2.5 \Omega_\theta + 0.04 q \\ 1 \end{cases} \quad (5.6)$$

$$e_r = \max \begin{cases} 0.1(0.5 \Omega_\theta - 0.4)L \\ 0.01L \end{cases} \quad (5.7)$$

I valori forniti dalle equazioni (5.6) e (5.7) per k ed e_r sono rappresentati graficamente in Fig. 5.18 ed in Fig. 5.19 con una linea tratteggiata, insieme con i dati ottenuti sperimentalmente.

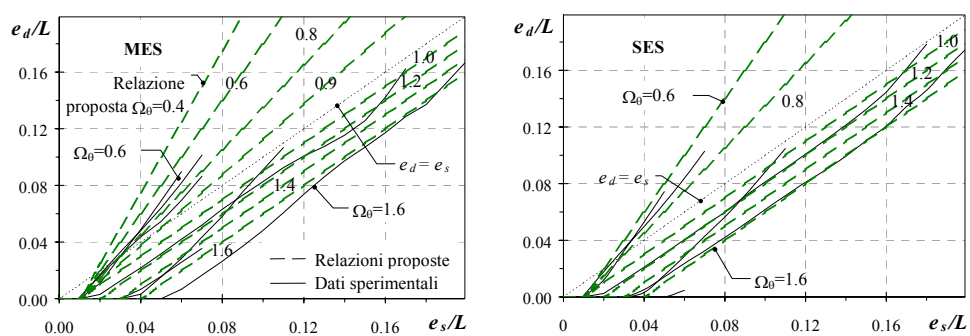
Analizzando la relazione (5.6) è possibile osservare che k è ipotizzato variabile linearmente sia con il rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate sia con il fattore di comportamento q . Esso assume un valore unitario per il modello definito da valori base dei parametri esaminati ($\Omega_\theta = 1$, $T_y = 1$ s, $q = 5$, $\gamma_x = 0.2$), aumenta al diminuire di Ω_θ mentre si riduce al diminuire del fattore di comportamento q . Tale formulazione si traduce dunque, a parità di eccentricità strutturale, in pendenze delle rette di progetto maggiori per edifici torsionalmente flessibili e per strutture alle quali si voglia assicurare un elevato impegno

plastico in occorrenza di eventi sismici di notevole intensità. Per la pendenza k si assume inoltre un limite inferiore unitario che ne condiziona i valori per strutture torsio-flessibili.

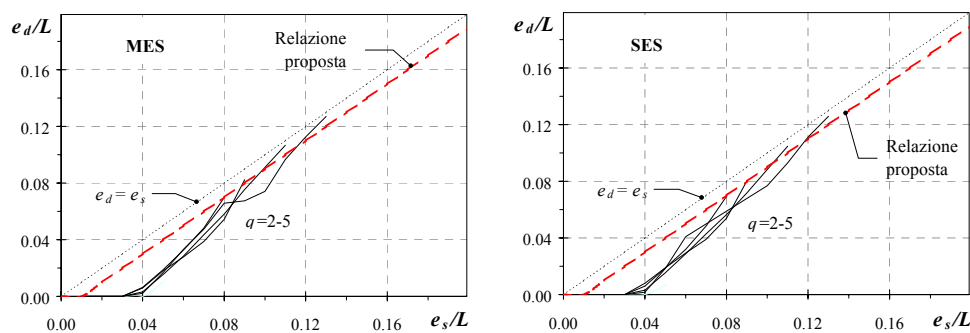
Il parametro e_r , invece, mostra un valore di $0.01 L$ per valori base dei parametri fondamentali di comportamento ed un aumento proporzionale al crescere del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. Strutture torsionalmente rigide necessitano, pertanto, rispetto a strutture torsio-flessibili, di maggiori valori dell'intercetta delle rette di progetto con l'asse delle eccentricità strutturali. Il parametro e_r è inoltre dotato di un valore limite inferiore eguale a $0.01 L$ e non mostra variazione per valori comunque differenti dei restanti parametri strutturali esaminati (T_y , q e γ_x).

L'intercetta e_r delle rette di progetto decresce, infine, all'aumentare del valore della duttilità caratteristica prefissata: ciò è facilmente riscontrabile in Fig. 5.13 ed in Fig. 5.14 ed è giustificato dalla necessità di eccentricità correttive di progetto maggiori per livelli imposti progressivamente minori della duttilità normalizzata caratteristica.

In Fig. 5.20 sono comparati, al variare dell'eccentricità strutturale, i valori delle eccentricità correttive di progetto dedotti dalle analisi numeriche e quelli desunti dall'applicazione delle relazioni (5.5) (5.6) (5.7), al variare dei parametri Ω_θ , T_y , q e γ_x . I valori di progetto dell'eccentricità correttiva approssimano il comportamento curvilineo dei dati sperimentali con legge lineare, attraverso segmenti di retta caratterizzati generalmente, rispetto ai dati sperimentali, da maggiori inclinazioni e da minori intercette sull'asse delle eccentricità strutturali, così da determinare valori delle eccentricità correttive di progetto tali da assicurare valori della duttilità normalizzata caratteristica richiesta eguali o minori di quelli auspicati. La differenza tra le eccentricità correttive di progetto sperimentali e proposte, visibile in Fig. 5.20 particolarmente per bassi valori di eccentricità strutturale relativamente alla variazione del fattore di comportamento e del periodo di vibrazione laterale disaccoppiato, non è indice di un generale andamento ma trova giustificazione in un comportamento anomalo, evidenziato da strutture con valore unitario del parametro Ω_θ rispetto a strutture con valori maggiori o minori dello stesso parametro (Fig. 5.14-Fig. 5.18).



(parametri di progetto Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)



(parametri di progetto $\Omega_\theta = 1$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, q = variabile)

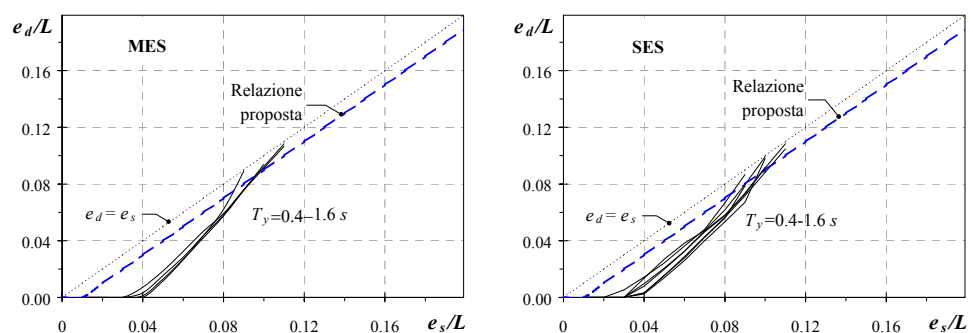


Fig. 5.20. Confronto tra dati sperimentali e relazioni proposte dell'eccentricità correttiva di progetto e_d necessaria ad ottenere $d_{0.95} = 1.30$ (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, T_y = variabile, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

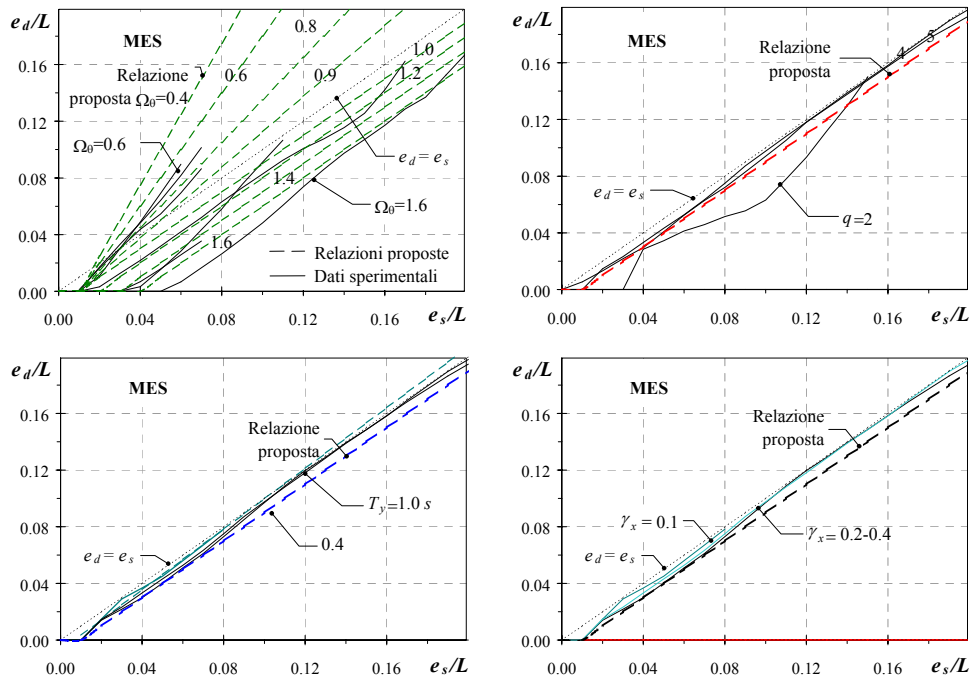


Fig. 5.21. Confronto tra valori proposti dell'eccentricità correttiva di progetto e risultati sperimentali dell'eccentricità correttiva di progetto necessari ad ottenere valori unitari delle duttilità normalizzate medie

In Fig. 5.21, infine, le eccentricità correttive di progetto dedotte dalla formulazione proposta sono confrontate con i valori sperimentali dello stesso parametro che garantiscono valori unitari della duttilità normalizzata media richiesta. Per piccoli valori di eccentricità strutturale, l'eccentricità correttiva di progetto proposta non è sufficiente ad assicurare valori unitari della duttilità normalizzata media, in particolar modo per strutture torsio-rigide.

Come già osservato in Fig. 5.19, le pendenze delle rette di progetto sono in buon accordo con quelle sperimentali relative a valori unitari della duttilità normalizzata media richiesta, presentando valori lievemente inferiori. La causa della sottostima dell'eccentricità correttiva di progetto è, pertanto, particolarmente per strutture torsio-rigide, da ricercarsi negli elevati valori dell'intercetta e_r delle rette di progetto.

La proposizione di un'ulteriore condizione nella definizione di e_d , non considerata negli ulteriori sviluppi, potrebbe eliminare, per bassi valori dell'eccentricità strutturale, l'inconveniente di duttilità normalizzate medie superiori all'unità, che intervengono comunque contemporaneamente a valori caratteristici della distribuzione delle duttilità normalizzate richieste non superiori al valore prefissato di 1.3 e dunque in presenza di dispersioni dei dati non elevate. Una possibile formulazione di tale ulteriore condizione per l'eccentricità correttiva di progetto potrebbe assumere la forma:

$$e_d = 0.6 e_s \quad (5.8)$$

Per elevati valori di eccentricità strutturale, invece, le eccentricità correttive di progetto proposte risultano generalmente maggiori di quelle sperimentali necessarie ad ottenere valori unitari della richiesta media della duttilità normalizzata.

5.8 CONTROLLO DELLA PROCEDURA PROPOSTA

Allo scopo di verificare l'attendibilità e l'efficacia della formulazione (5.5) (5.6) (5.7) precedentemente proposta, sono state desunte, per schemi con caratteristiche differenti, le richieste di duttilità normalizzata, caratteristica e media, relative ai valori dell'eccentricità correttiva di progetto forniti dalle relazioni (5.5) (5.6) e (5.7), attraverso interpolazione lineare dei dati disponibili, corrispondenti a valori crescenti dell'eccentricità correttiva di progetto. I controlli hanno interessato ampie variazioni dei parametri di progetto di maggior interesse ed hanno confermato l'affidabilità della procedura per modelli con differenti caratteristiche dinamiche. I risultati evidenziano valori elevati della duttilità normalizzata caratteristica richiesta in strutture con resistenze progettate senza correzione dell'analisi modale di progetto ed una riduzione di tali parametri ai valori predefiniti in strutture progettate con le eccentricità correttive di progetto proposte, con lievi oscillazioni che manifestano la non linearità della relazione tra eccentricità correttiva di progetto e duttilità normalizzata caratteristica richiesta, di cui, l'espressione proposta, vuole rappresentare una semplificazione in grado di seguire la sua evo-

luzione al variare dei parametri di progetto.

In Fig. 5.22 e Fig. 5.23 sono mostrate le richieste caratteristiche e medie delle duttilità normalizzate relative a modelli con diversi valori del parametro Ω_θ . Le resistenze di tali modelli sono progettate, prima, senza applicazione di eccentricità correttiva, poi, secondo la procedura proposta, con riferimento all'espressione dell'eccentricità correttiva di progetto ricavata per ottenere un valore della duttilità normalizzata caratteristica richiesta eguale ad 1.3. I risultati delle analisi, svolte su strutture progettate senza applicazione della procedura proposta, evidenziano valori caratteristici della duttilità normalizzata che oscillano tra 2.0 e 2.5 con valori massimi raggiunti in corrispondenza delle maggiori eccentricità strutturali da sistemi con valori molto elevati o bassi del parametro Ω_θ . I valori medi delle duttilità normalizzate richieste, invece, raggiungono valori massimi che variano tra 1.4 e 1.7.

L'applicazione della formulazione proposta per l'eccentricità correttiva di progetto determina notevoli riduzioni dei valori caratteristici e medi delle duttilità normalizzate richieste. Per quasi tutti i casi esaminati, l'abbattimento voluto della duttilità normalizzata caratteristica richiesta implica un valore pressoché unitario della duttilità normalizzata media richiesta. Unicamente per strutture torsio-rigide, per bassi valori dell'eccentricità strutturale, come già osservato, il valore medio della duttilità normalizzata richiesta supera il valore unitario. Per tali strutture (Fig. 5.20), l'eccentricità correttiva di progetto, necessaria ad ottenere un valore unitario della duttilità normalizzata media richiesta, è maggiore dell'eccentricità correttiva di progetto strettamente sufficiente ad assicurare un valore della duttilità normalizzata caratteristica richiesta eguale ad 1.3. L'utilizzo della condizione (5.8) ridurrebbe, per bassi valori dell'eccentricità strutturale, ulteriormente la duttilità normalizzata media richiesta, così da ottenere ovunque, per essa, un valore pressoché unitario. In Fig. 5.24 ed in Fig. 5.25 sono inoltre mostrate le risposte di sistemi progettati con diversi fattori di comportamento e diversi periodi di vibrazione laterali disaccoppiati. I grafici evidenziano, anche per tali strutture, quanto già mostrato dalle Fig. 5.22 e Fig. 5.23, confermando l'affidabilità della formulazione per differenti valori dei parametri di progetto.

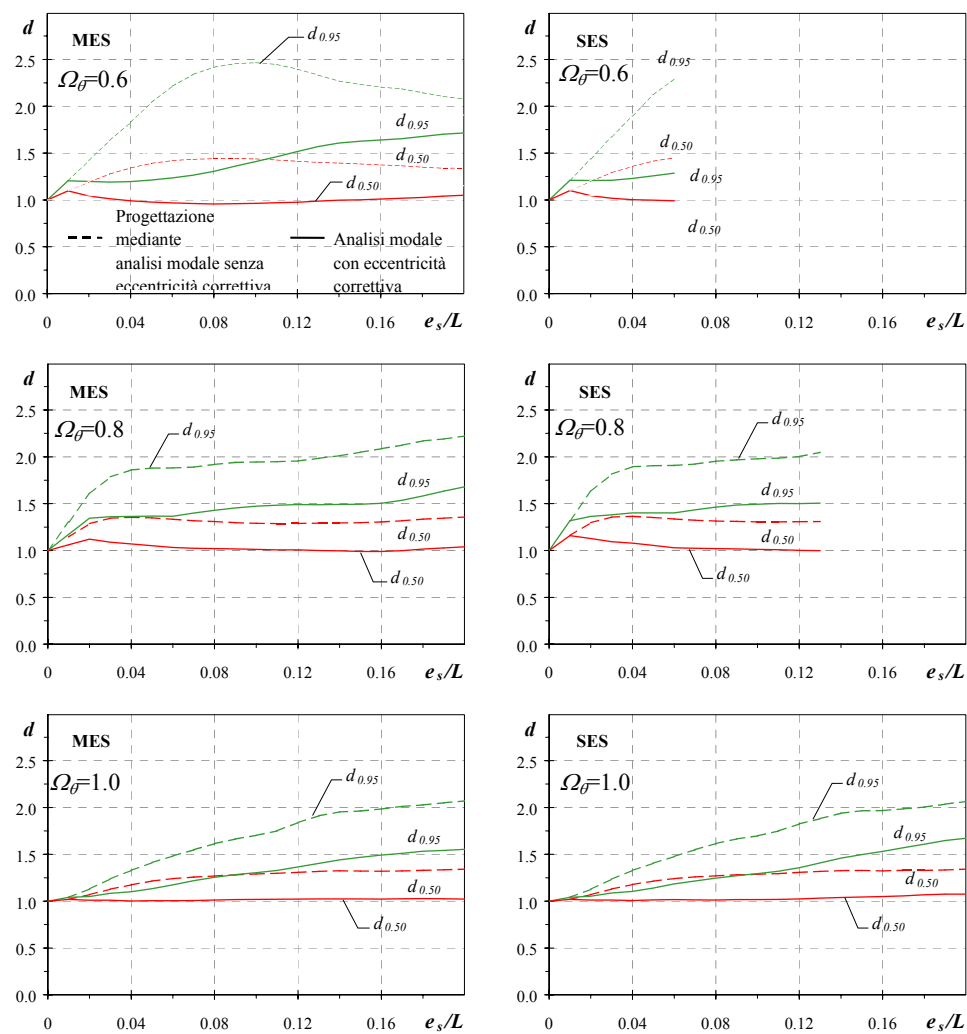


Fig. 5.22. Duttilità normalizzata richiesta da schemi progettati con e senza applicazione della formulazione proposta dell'eccentricità correttiva di progetto (parametri di progetto $\Omega_{\bar{\theta}}$ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

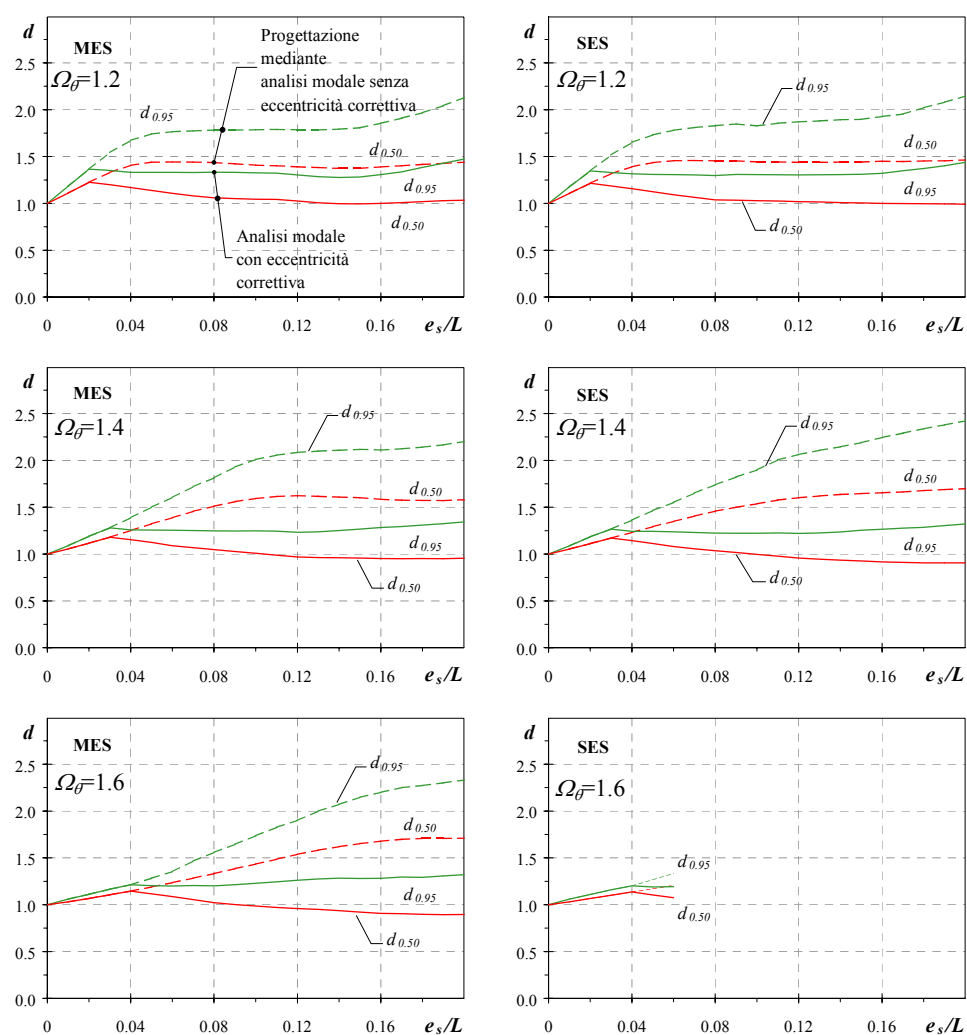


Fig. 5.23. Duttività normalizzata richiesta da schemi progettati con e senza applicazione della formulazione proposta dell'eccentricità correttiva di progetto (parametri di progetto Ω_{θ} = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

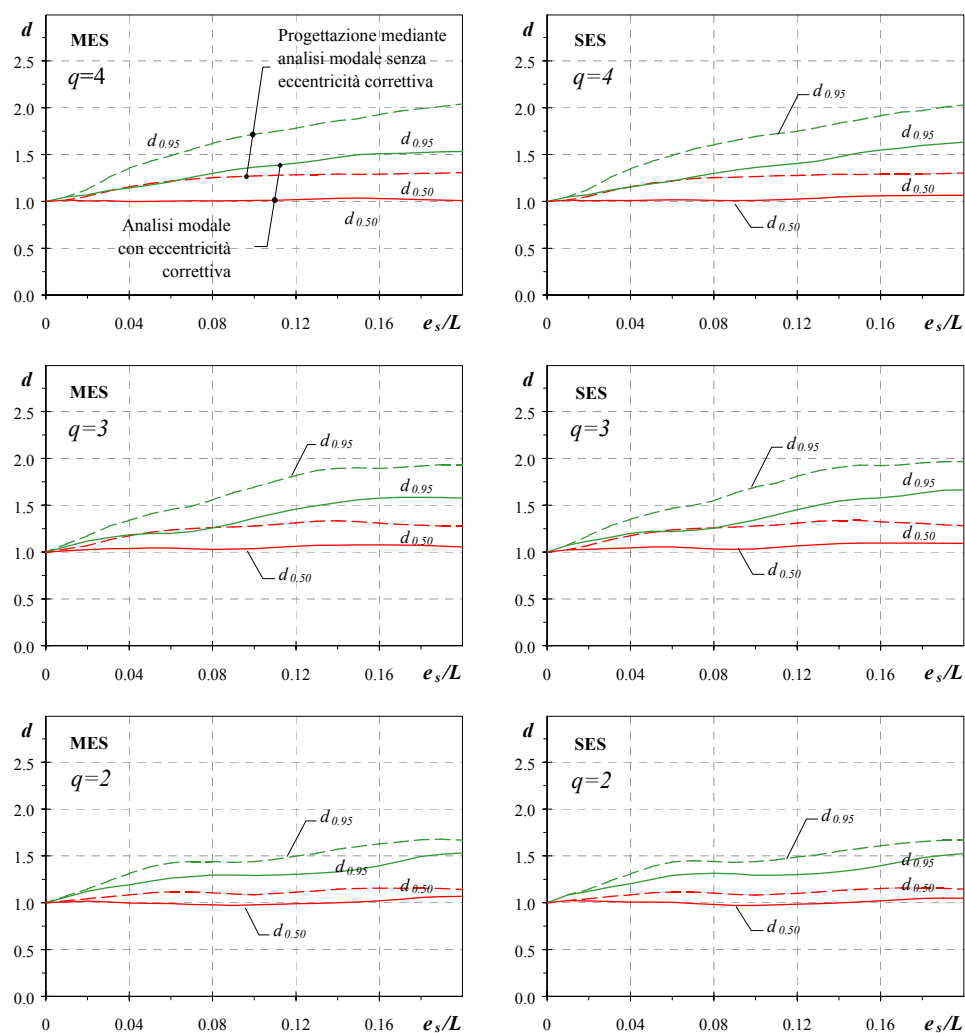


Fig. 5.24. Duttività normalizzata richiesta da schemi progettati con e senza applicazione della formulazione proposta dell'eccentricità correttiva di progetto (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, q = variabile)

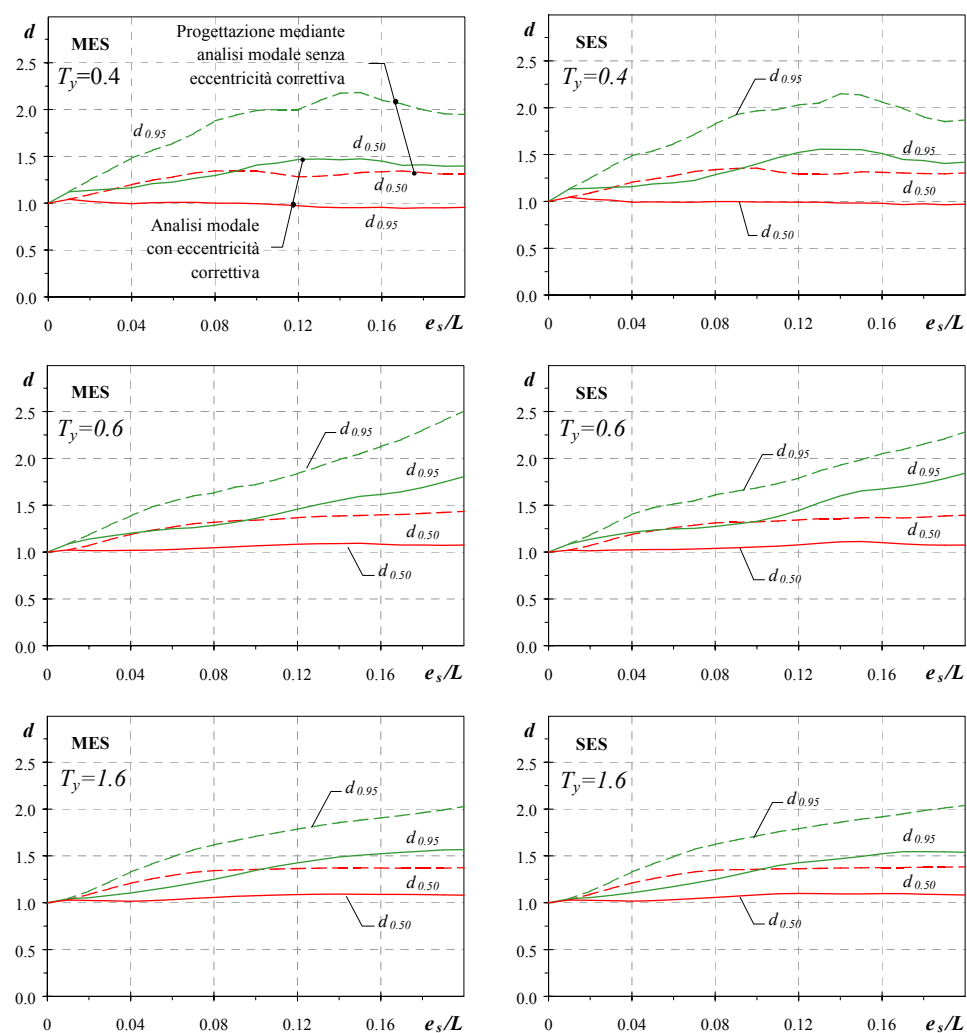


Fig. 5.25. Duttività normalizzata richiesta da schemi progettati con e senza applicazione della formulazione proposta dell'eccentricità correttiva di progetto (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, T_y = variabile, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

5.9 LE RESISTENZE DEI MODELLI PROGETTATI SECONDO LA PROCEDURA PROPOSTA

Per comprendere in che modo le resistenze dei singoli elementi strutturali sono modificate dall'applicazione della procedura proposta, sono stati individuati alcuni parametri che caratterizzano il livello e la distribuzione delle resistenze. In Fig. 5.26-a è mostrato, al variare del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, l'andamento dell'eccentricità e_p del centro plastico o centro delle resistenze dal centro delle masse, per sistemi con eccentricità sia delle masse che delle rigidezze. In sistemi torsio-flessibili ($\Omega_\theta < 1$), l'applicazione dell'analisi modale senza eccentricità correttiva di progetto, determina, in corrispondenza di bassi valori dell'eccentricità strutturale per i quali non è prevista correzione dell'analisi modale, un'eccentricità del centro plastico rispetto al centro di massa maggiore dell'eccentricità strutturale (Fig. 5.26). Il contributo fornito alla procedura di progettazione dalla seconda analisi modale, con centro delle masse spostato verso quello delle rigidezze della quantità fornita dalla relazione (5.1), determina un aumento delle resistenze del lato flessibile della struttura (Fig. 5.6) e dunque contrasta lo spostamento del centro delle resistenze. Gli elevati valori dell'eccentricità correttiva di progetto previsti per tali strutture riducono sensibilmente i valori dei rapporti tra eccentricità del centro plastico ed eccentricità strutturale, fino a condurre, per elevati valori dell'eccentricità strutturale, alla quasi coincidenza del centro plastico con il centro delle rigidezze (Fig. 5.26).

Strutture torsio-rigide progettate in assenza di eccentricità correttive di progetto in corrispondenza di bassi valori dell'eccentricità strutturale (Fig. 5.26), presentano, invece, eccentricità del centro plastico negative e dunque posizioni del centro plastico spostate rispetto al centro di massa verso il lato flessibile della struttura. L'applicazione della procedura proposta determina un'inversione di tendenza nello spostamento del centro plastico (Fig. 5.7) e valori che in un primo tempo si annullano per poi presentare valori positivi crescenti all'aumentare dell'eccentricità strutturale. L'eccentricità del centro plastico presenta comunque, anche in corrispondenza di elevate eccentricità strutturali, valori inferiori a quelli di analoghe strutture torsio-flessibili.

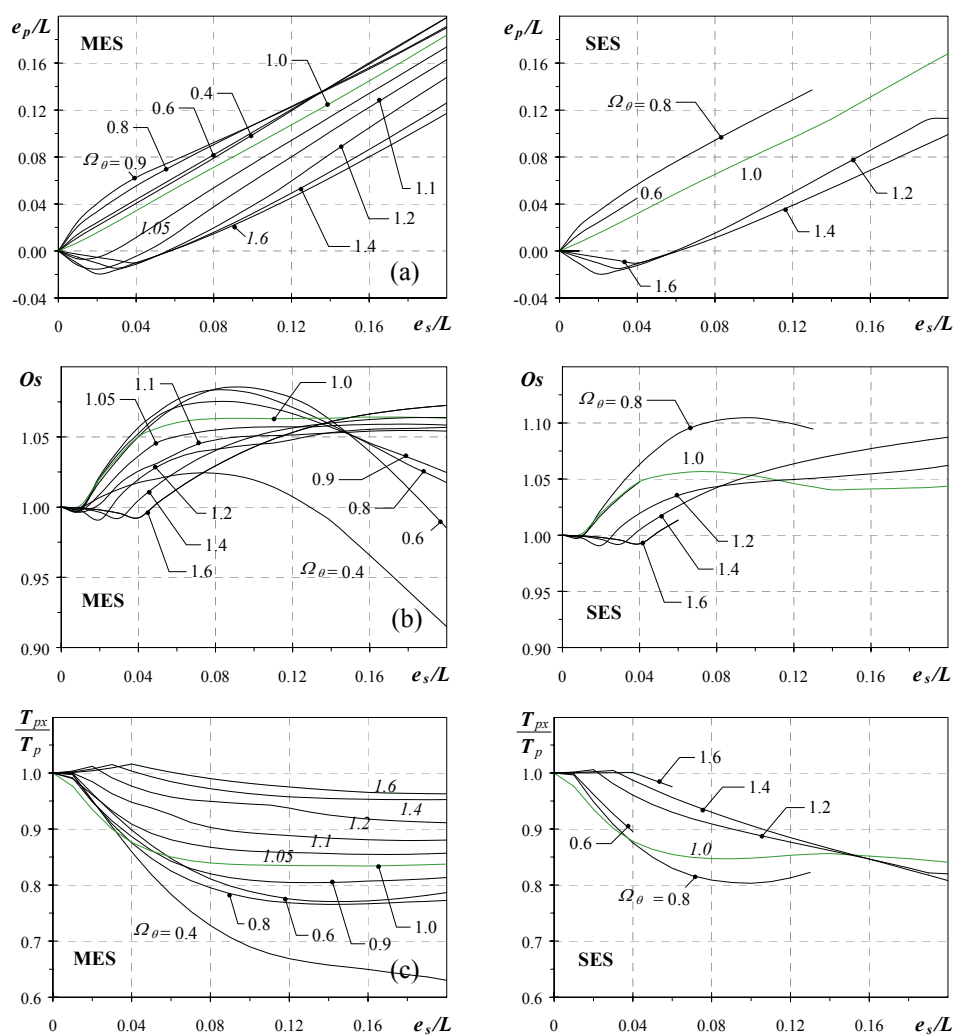


Fig. 5.26. Diagrammi (a) dell'eccentricità normalizzata e_p/L del centro delle resistenze, (b) della sovrarresistenza O_s e (c) del rapporto tra resistenza torsionale fornita da elementi disposti lungo x e resistenza torsionale totale T_{px}/T_p (parametri di progetto Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

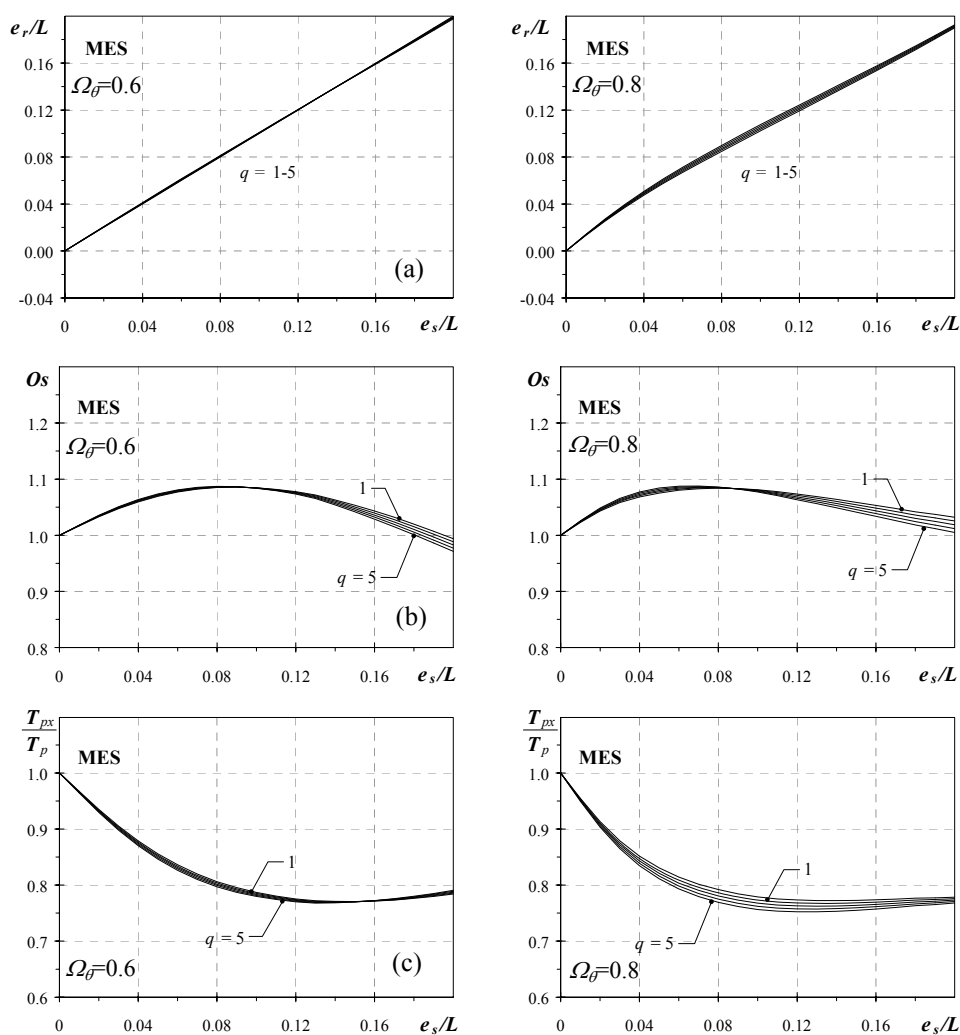


Fig. 5.27. Diagrammi (a) dell'eccentricità normalizzata e_r/L del centro delle resistenze, (b) della sovraresistenza Os e (c) del rapporto tra resistenza torsionale fornita da elementi disposti lungo x e resistenza torsionale totale T_{px}/T_p (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q =$ variabile)

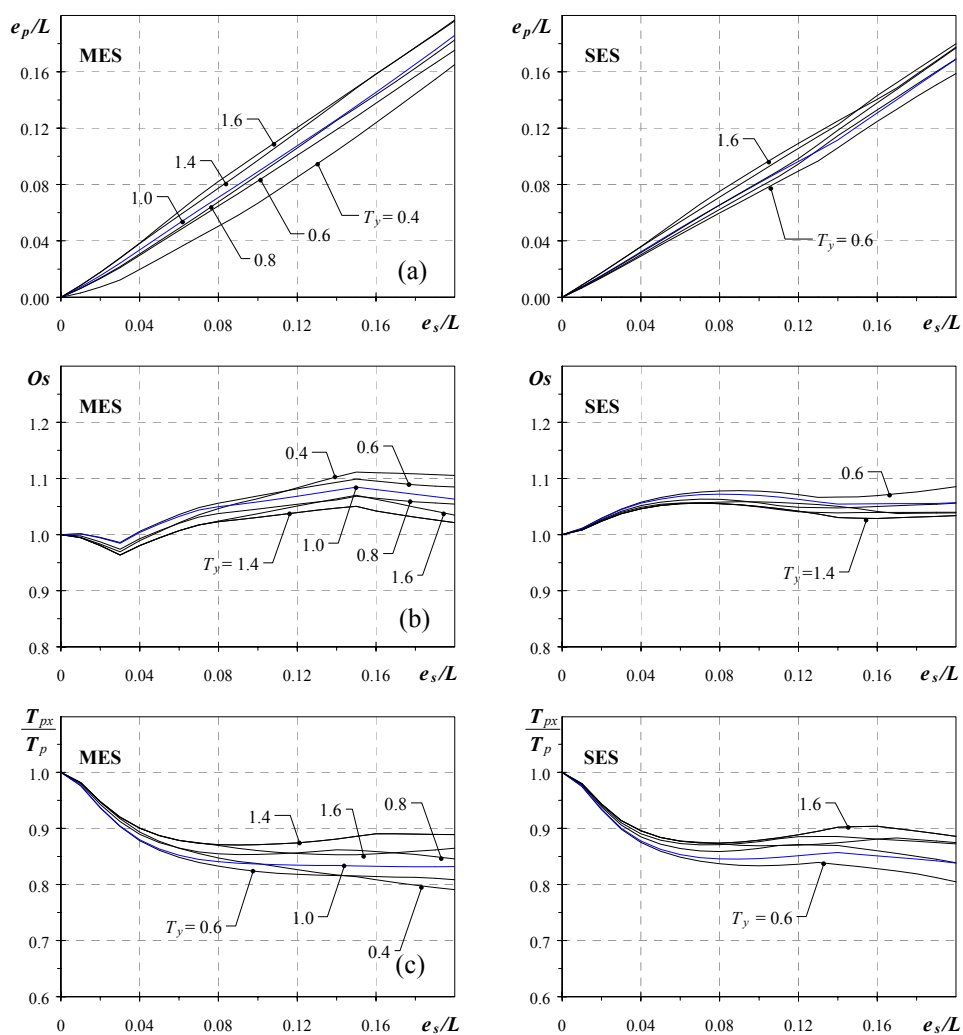


Fig. 5.28. Diagrammi (a) dell'eccentricità normalizzata e_r/L del centro delle resistenze, (b) della sovrarresistenza Os e (c) del rapporto tra resistenza torsionale fornita da elementi disposti lungo x e resistenza torsionale totale T_{px}/T_p (parametri di progetto $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, q = variabile)

Strutture caratterizzate da valori del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate prossimi all'unità, infine, mostrano valori dell'eccentricità del centro plastico intermedi tra quelli di sistemi torsio-flessibili e torsio-rigidi.

La pratica applicabilità di una procedura di progettazione è, spesso e a ragione, dimostrata dall'aumento dei costi strutturali ad essa dovuti. A tale scopo, il parametro della sovraresistenza O_s , definito come rapporto tra la resistenza complessiva degli elementi strutturali disposti secondo la direzione di azione del sisma del sistema progettato con la procedura proposta e quella del corrispondente sistema torsionalmente bilanciato, appare di fondamentale importanza. Tale parametro individua l'incremento di resistenza indotto dall'applicazione dell'eccentricità correttiva di progetto rispetto alla resistenza del sistema torsionalmente bilanciato.

In Fig. 5.26-b è mostrato l'andamento della sovraresistenza al variare dell'eccentricità strutturale in sistemi caratterizzati da diversi rapporti Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate e da eccentricità strutturali delle masse e delle rigidezze.

La relazione presenta, per strutture torsio-flessibili, sovraresistenze che raggiungono, in corrispondenza di valori medi delle eccentricità strutturali, valori variabili tra 1.07 e 1.10. Eccentricità strutturali elevate determinano valori decrescenti delle sovraresistenze che evidenziano minimi inferiori all'unità. Le strutture torsio-rigide, invece, dopo un primo tratto decrescente in cui non è previsto l'intervento dell'eccentricità correttiva di progetto, presentano andamento quasi sempre crescente con massimi che oscillano tra 1.05 ed 1.07, indicando incrementi modesti dei costi strutturali rispetto a sistemi torsionalmente bilanciati.

L'ultimo parametro analizzato T_{px}/T_p definisce la centrifugazione delle resistenze e rappresenta il valore normalizzato del rapporto tra il momento torcente delle resistenze degli elementi disposti secondo l'asse trasversale ed il momento torcente totale.

Il parametro T_{px}/T_p (Fig. 5.26-c) presenta un lieve aumento nel campo dei bassi valori dell'eccentricità strutturale, in cui la formulazione non produce effetto, poiché l'analisi progettuale eseguita in assenza di correzione tende a ridurre lievemente il momento statico delle resistenze de-

gli elementi disposti in direzione principale rispetto a quello manifestato dagli stessi elementi nel corrispondente sistema torsionalmente bilanciato. Tale variazione del momento statico delle resistenze cambia tendenza nel momento in cui la formulazione proposta per l'eccentricità correttiva di progetto induce una seconda analisi che produce incrementi della resistenza degli elementi del lato rigido e flessibile nei sistemi torsiorigidi e torsio-flessibili rispettivamente, lasciando inalterata la resistenza dei restanti elementi nelle direzioni principale e trasversale. Ciò induce, già per moderati valori dell'eccentricità strutturale, abbassamenti del parametro T_{px}/T_p , al di sotto dell'unità, variabili in valore in funzione del rapporto Ω_θ tra le frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. I valori minori competono ai sistemi torsionalmente flessibili caratterizzati da elevate eccentricità strutturali per i quali considerevole è l'intervento dell'eccentricità correttiva di progetto.

L'influenza del fattore di comportamento sui parametri di resistenza precedentemente analizzati è meno rilevante di quella mostrata dal rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate ed è chiaramente evidenziata in Fig. 5.27, relativamente a valori del parametro Ω_θ eguali a 0.6 e 0.8. L'eccentricità del centro plastico assume valori praticamente coincidenti al variare del fattore di comportamento ed il tipo di eccentricità strutturale (delle masse o delle rigidezze) non influisce sui risultati. La sovrarresistenza O_s ed il parametro T_{px}/T_p (Fig. 5.27) mostrano infine una lieve variazione con valori che diminuiscono all'aumentare del fattore di comportamento.

Per quanto attiene la variazione dei parametri di resistenza con il periodo di vibrazione laterale disaccoppiato, valori maggiori di quest'ultimo sembrano essere caratterizzati da valori maggiori dell'eccentricità del centro plastico (Fig. 5.28) e del parametro T_{px}/T_p . La sovrarresistenza, invece, aumenta al diminuire del periodo di vibrazione laterale disaccoppiato pur non essendo tale tendenza priva di dubbi legati alla presenza di alcuni risultati relativi a determinati valori del periodo che negano la validità di tale generale relazione.

Capitolo 6

LA RISPOSTA DI SISTEMI CON ECCENTRICITA' GENERALIZZATA

6.1 I SISTEMI CON ECCENTRICITÀ GENERALIZZATA

Nelle analisi sinora eseguite per la definizione della formulazione dell'eccentricità correttiva di progetto sono state considerate strutture con eccentricità unicamente delle masse o delle rigidezze. La realtà, invece, non coerente con tale semplificazione, presenta generalmente edifici con centri delle masse e delle rigidezze entrambi non coincidenti con il centro geometrico dell'impalcato (sistemi con eccentricità generalizzata). Tale considerazione ha spinto ad esaminare in tale fase del lavoro, in aggiunta ai sistemi con eccentricità unicamente delle masse e delle rigidezze precedentemente trattati, sistemi caratterizzati da baricentri delle masse e delle rigidezze comunque disposti in pianta entro limiti ritenuti verosimili⁴⁶. L'analisi dei sistemi con eccentricità generalizzata ha lo scopo di individuare il campo di validità della formulazione dell'eccentricità correttiva di progetto ricavata con riferimento a strutture con eccentricità unicamente delle masse e delle rigidezze e di informare circa l'influenza della variazione della posizione dei centri delle masse e delle rigidezze sul parametro di danno analizzato, sugli spostamenti massimi nonché sul livello e sulla distribuzione delle resistenze tra gli elementi strutturali, in occasione di progettazioni effettuate con analisi modale in presenza ed in assenza di eccentricità correttiva di progetto.

6.2 IL MODELLO DI CALCOLO

Il sistema strutturale esaminato presenta le stesse caratteristiche geometriche ed inerziali descritte nel capitolo precedente relativamente a sistemi con eccentricità unicamente delle masse e delle rigidezze. Le proprietà elastiche dei sistemi analizzati sono determinate, per i singoli elementi strutturali, con la procedura automatica definita in §3.2, ipotizzando che gli stessi elementi siano incapaci di resistere a forze fuori del proprio piano.

L'utilizzo dell'analisi modale, applicata come evidenziato in §5.3, consente di definire, infine, le resistenze degli elementi strutturali per valori diversi dell'eccentricità correttiva di progetto. I contributi al moto forniti dai singoli modi di vibrazione sono calcolati mediante lo spettro di progetto ricavato, mediante scalatura con un valore costante del fattore di comportamento q nell'intero campo di periodi di vibrazione esaminati, da quello di risposta elastica proposto dall'Eurocodice 8 relativamente a suoli di classe A. Lo spettro di risposta elastica utilizzato è caratterizzato da un valore del fattore di smorzamento di 0.05 e da un'accelerazione massima al suolo di 0.35 g.

6.3 LE ANALISI NUMERICHE

I sistemi con eccentricità generalizzata sono sollecitati, parallelamente alla direzione dell'eccentricità strutturale, da accelerogrammi generati artificialmente, di cui si è riferito in §4.5.1, rispondenti allo spettro di risposta elastica proposto dall'Eurocodice 8 relativamente a suoli di classe A, caratterizzato da un valore del fattore di smorzamento di 0.05 e da un'accelerazione massima al suolo di 0.35 g.

Per tutti i sistemi si considerano valori delle eccentricità strutturali variabili tra 0 a $0.20 L$ e posizioni del baricentro delle rigidezze individuate, nel sistema di riferimento avente origine nel centro geometrico dell'impalcato, da valori dell'ascissa variabili da $-0.2 L$ a $0.2 L$. Il centro delle masse, ottenibile dalla posizione del centro delle rigidezze e dall'eccentricità strutturale, è spostato rispetto al centro delle rigidezze, nel verso delle ascisse decrescenti, di una distanza pari all'eccentricità

strutturale. La scelta del campo di variazione dell'eccentricità strutturale e della posizione del centro di rigidità definisce dunque implicitamente una variazione della posizione del centro delle masse tra $-0.4 L$ e $0.4 L$. Per ogni struttura, definita in caratteristiche geometriche, dinamiche e meccaniche, è valutata la risposta con riferimento ad un valore nullo dell'eccentricità correttiva di progetto ed al valore proposto dalla formulazione descritta in §5.5-5.7. Le analisi dinamiche, al passo, sono eseguite attraverso integrazione numerica delle equazioni del moto mediante l'algoritmo di soluzione proposto da Newmark, ipotizzando un valore costante dell'accelerazione all'interno del generico passo di integrazione fissato in $0.02 s$.

Con riferimento ai sistemi monosimmetrici analizzati ed ai corrispondenti sistemi torsionalmente bilanciati sono calcolati i valori delle richieste di duttilità, degli spostamenti e delle resistenze. La valutazione dell'effetto dell'accoppiamento latero-torsionale sulla risposta inelastica è effettuata attraverso i valori normalizzati dei parametri di interesse. Tali ultimi valori, calcolati con riferimento ad ognuno dei trenta accelerogrammi artificialmente generati, sono quindi rappresentati dalla media e dal frattile del 95% di una distribuzione fittizia dei dati avente distribuzione gaussiana e caratterizzata dalla stessa media e dalla stessa varianza della reale distribuzione. Per i sistemi analizzati, aventi eccentricità generalizzata, sono considerate le stesse variazioni dei parametri di progetto assunte nel calcolo dei sistemi con eccentricità delle masse o delle rigidità e riassunte in §5.4.2.

6.4 RISULTATI

I risultati delle analisi svolte, in termini di richieste di duttilità normalizzata, spostamenti e resistenze, sono riportati su grafici con curve di livello (Fig. 6.1) in funzione dell'eccentricità strutturale e_s e della posizione del baricentro delle rigidità, entrambe rapportate alla dimensione L dell'impalcato nella direzione ortogonale alla quella di azione del sisma. Nelle analisi si assume che la posizione del centro delle masse, distante dal centro delle rigidità di una lunghezza pari all'eccentricità strutturale, sia caratterizzata da valori delle ascisse minori di quelle del

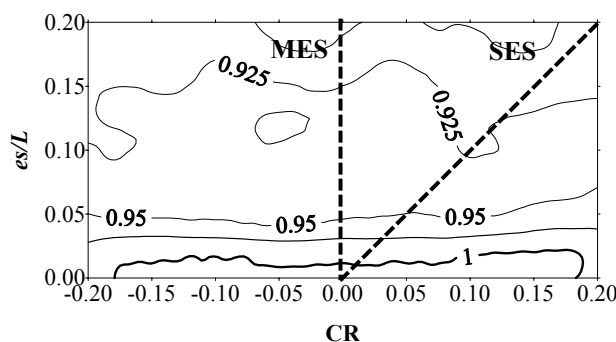


Fig. 6.1. Esempio di grafico a curve di livello

centro delle rigidezze. Le risposte di sistemi caratterizzati da posizioni invertite dei centri delle masse e delle rigidezze sono, comunque, ottenute da punti del grafico simmetrici del centro delle masse rispetto all'asse coordinato y orientato nella direzione di azione del sisma.

In Fig. 6.1 la retta tratteggiata inclinata rispetto all'orizzontale individua il comportamento di sistemi con eccentricità unicamente delle rigidezze (sistemi SES). Essa infatti definisce la risposta di sistemi con posizione eccentrica del centro delle rigidezze e con posizione del centro delle masse spostata da quest'ultima di una lunghezza eguale all'eccentricità delle rigidezze nel verso negativo delle ascisse. La retta tratteggiata verticale, invece, individua risposte di sistemi con eccentricità unicamente delle masse (sistemi MES), essendo gli schemi ad essa relativi caratterizzati da eccentricità nulle delle rigidezze. I restanti punti del diagramma, non appartenenti alle rette descritte, sono infine rappresentativi di sistemi con eccentricità strutturale generalizzata (GES) caratterizzati da eccentricità delle masse e delle rigidezze dal centro geometrico dell'impalcato.

6.4.1 Le richieste di duttilità

Sono stati inizialmente calcolati i valori medi e caratteristici delle richieste di duttilità normalizzata di sistemi aventi valori diversi del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate e progettati con analisi modale in assenza di eccentricità correttiva.

Le elaborazioni numeriche (Fig. 6.2 - Fig. 6.3) hanno consentito di constatare, come già evidenziato per sistemi con eccentricità unicamente delle masse o delle rigidezze, che la richiesta di duttilità normalizzata presenta valori elevati in sistemi progettati con analisi modale senza eccentricità correttiva di progetto. Sia i valori medi che quelli caratteristici del parametro di danno analizzato, inoltre, assumono i valori massimi in corrispondenza di valori estremi del parametro Ω_θ . Essi sono debolmente influenzati dalla posizione del centro delle rigidezze e delle masse all'interno dell'impalcato con lievi aumenti di richiesta di duttilità normalizzata che, a parità di eccentricità strutturale, si destano in sistemi torsio-flessibili per posizioni del centro delle rigidezze definite da valori positivi dell'ascissa ed in sistemi torsio-rigidi per posizioni del centro delle rigidezze definite da valori negativi dell'ascissa.

Il valore caratteristico della richiesta di duttilità normalizzata presenta andamento generalmente crescente, con incrementi leggermente decrescenti all'aumentare dei valori dell'eccentricità strutturale. I valori massimi indicano, spesso, in sistemi asimmetrici, un raddoppio del valore caratteristico della duttilità richiesta rispetto a quello valutato nei corrispondenti sistemi torsionalmente bilanciati.

Il valore medio della richiesta di duttilità normalizzata mostra anch'esso andamento crescente con massimi che si attestano, per eccentricità strutturali piuttosto basse, su valori che indicano aumenti della media del parametro di danno considerato maggiori del 50% rispetto agli stessi valori dei relativi sistemi torsionalmente bilanciati.

I valori di richiesta di duttilità normalizzata dei sistemi progettati secondo la procedura proposta mostrano, rispetto a quelli dei sistemi progettati con applicazione tradizionale dell'analisi modale, un sostanziale abbattimento, maggiore in sistemi torsio-rigidi che non in sistemi torsio-deformabili.

I valori massimi della duttilità caratteristica normalizzata richiesta non rispettano il valore limite prefisso, nell'intero campo di valori dell'eccentricità strutturale, evidenziando le maggiori differenze in sistemi torsio-flessibili con valori che oscillano tra 1.30 e 1.80. Essi sono invece sostanzialmente in linea con le aspettative in sistemi torsio-rigidi laddove si riducono a 1.30-1.50.

I valori medi della richiesta di duttilità normalizzata assumono ovunque valori che poco si discostano dall'unità, con scarti maggiori in corrispondenza di sistemi torsio-rigidi caratterizzati da bassi valori dell'eccentricità strutturale. Ciò è tuttavia coerente con la scelta effettuata per la definizione della formulazione dell'eccentricità correttiva perché avviene in corrispondenza di dispersioni dei dati non elevate, testimoniate da valori caratteristici della duttilità normalizzata richiesta inferiori ad 1.3. L'applicazione dell'ulteriore condizione (5.8) proposta per la valutazione dell'eccentricità correttiva di progetto ridurrebbe, in tali casi, il valore medio al di sotto dell'unità.

Come già osservato in §5.5, è opportuno ricordare che, per sistemi con valori di Ω_θ estremi tra quelli analizzati, non sempre si è riusciti a trovare distribuzioni di rigidezze tali da definire posizioni del baricentro delle rigidezze comunque variabili nel campo di indagine considerato.

La Fig. 6.6 e la Fig. 6.7 mostrano invece il valore medio e caratteristico della distribuzione delle massime richieste di duttilità normalizzata in sistemi con eccentricità generalizzata, progettati con e senza eccentricità correttiva, al variare del fattore di comportamento q .

La progettazione effettuata sia con applicazione tradizionale dell'analisi modale che con applicazione della procedura di progetto proposta evidenziano in tali strutture un modesto decremento dei valori medi e caratteristici della richiesta di duttilità normalizzata al diminuire del fattore di comportamento considerato. Tali differenze non sono comunque tali da indurre apprezzabili variazioni nelle considerazioni riportate precedentemente per sistemi con eccentricità generalizzata caratterizzati da diversi valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate.

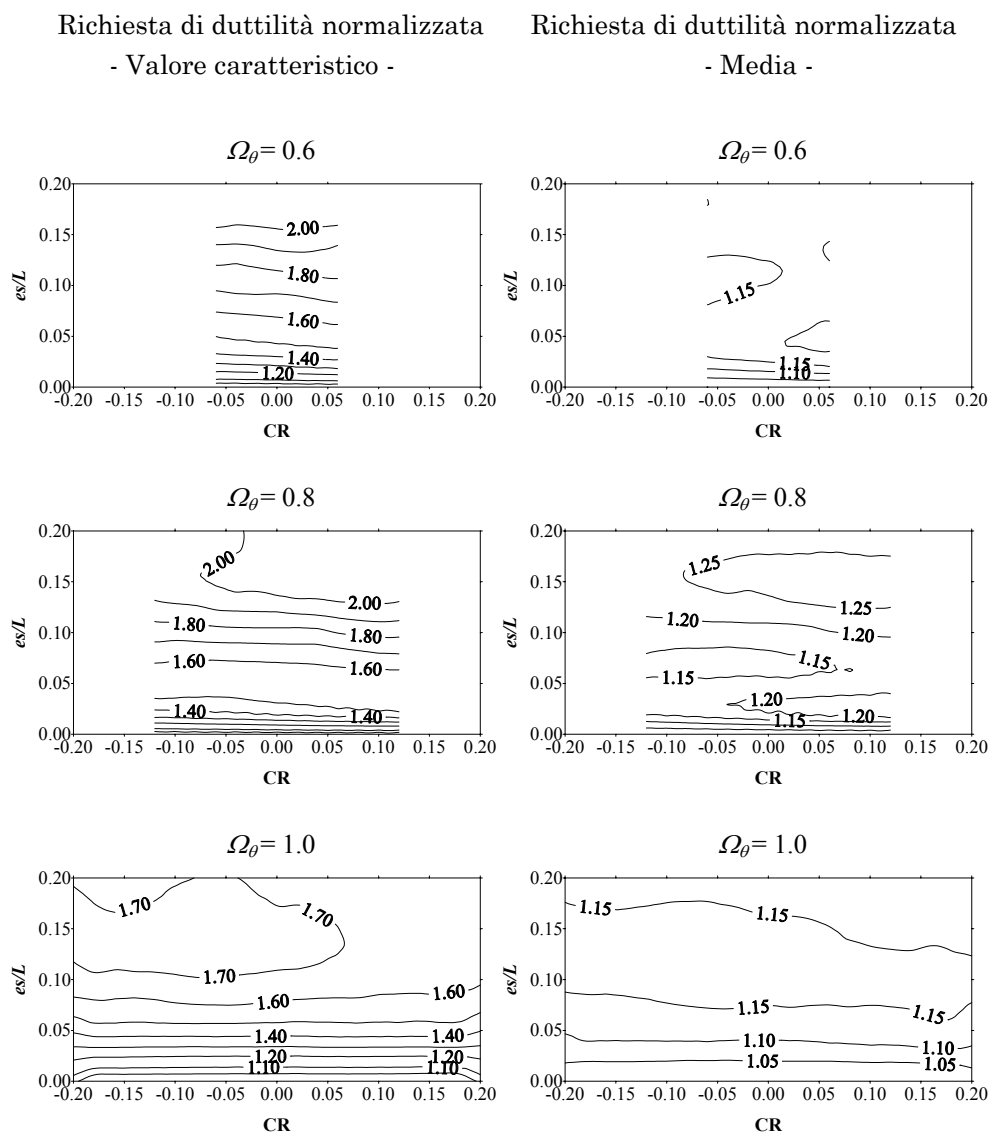


Fig. 6.2. Richiesta di duttilità normalizzata
in sistemi torsio-flessibili con eccentricità generalizzata
progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

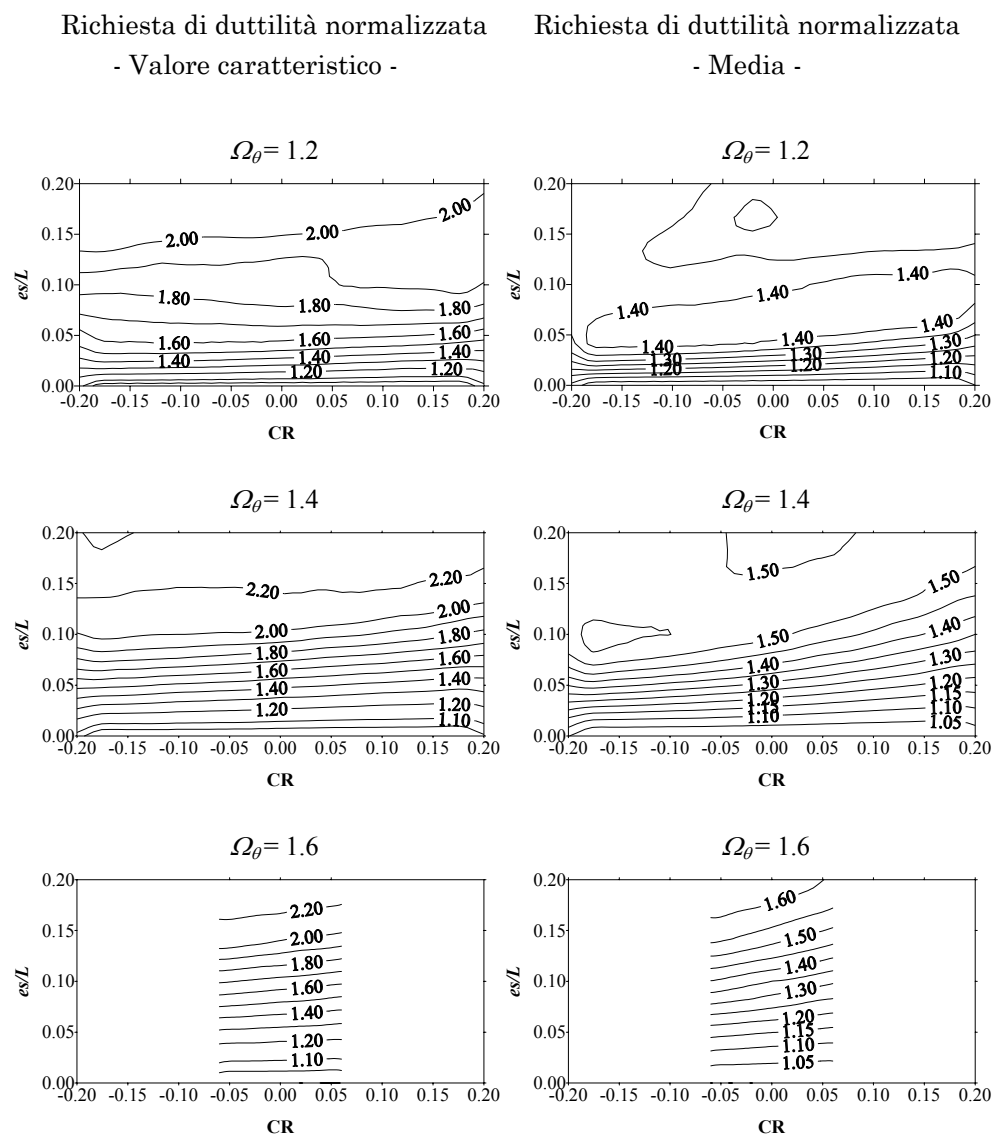


Fig. 6.3. Richiesta di duttilità normalizzata
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: $\Omega_\theta =$ variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

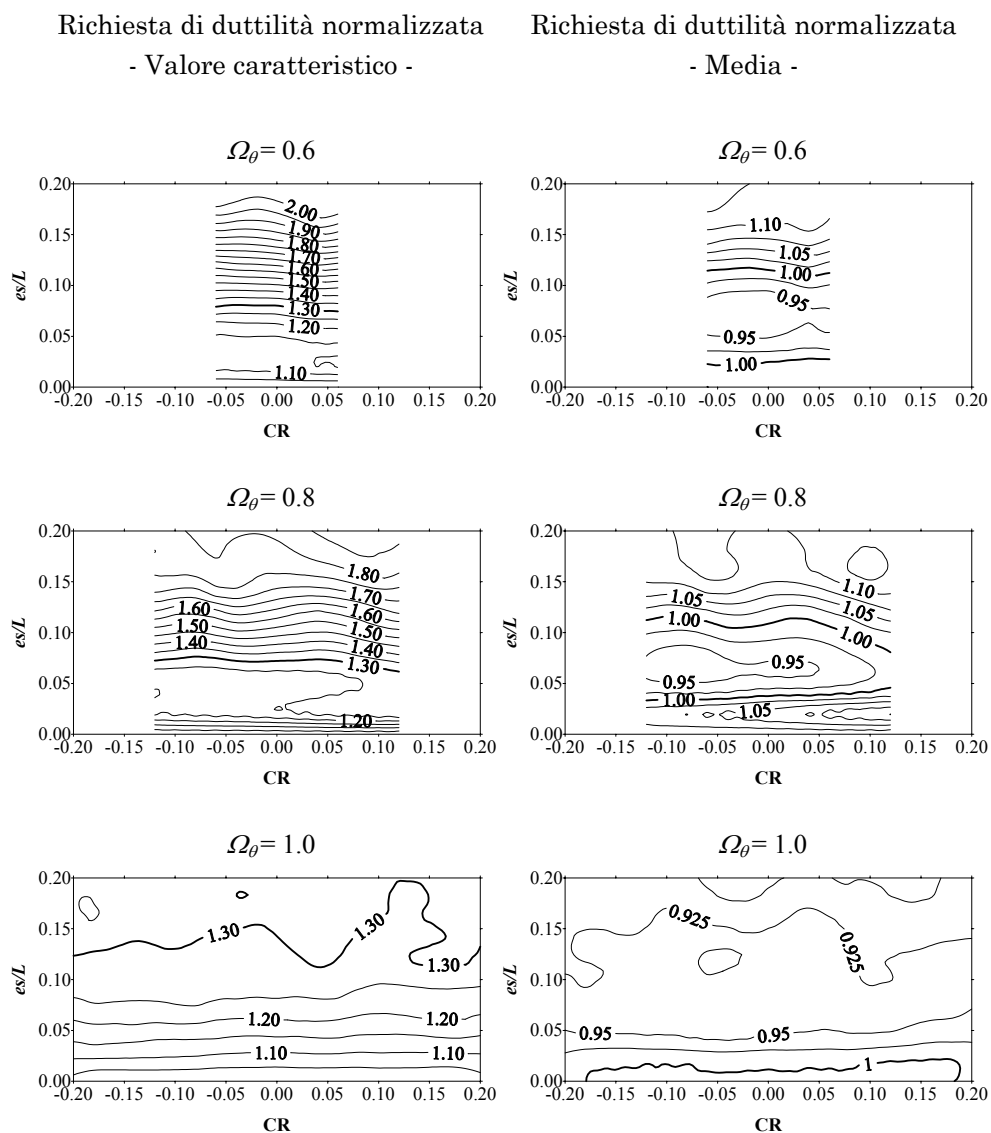


Fig. 6.4. Richiesta di duttilità normalizzata
in sistemi torsio-flessibili con eccentricità generalizzata
progettati con i valori proposti di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

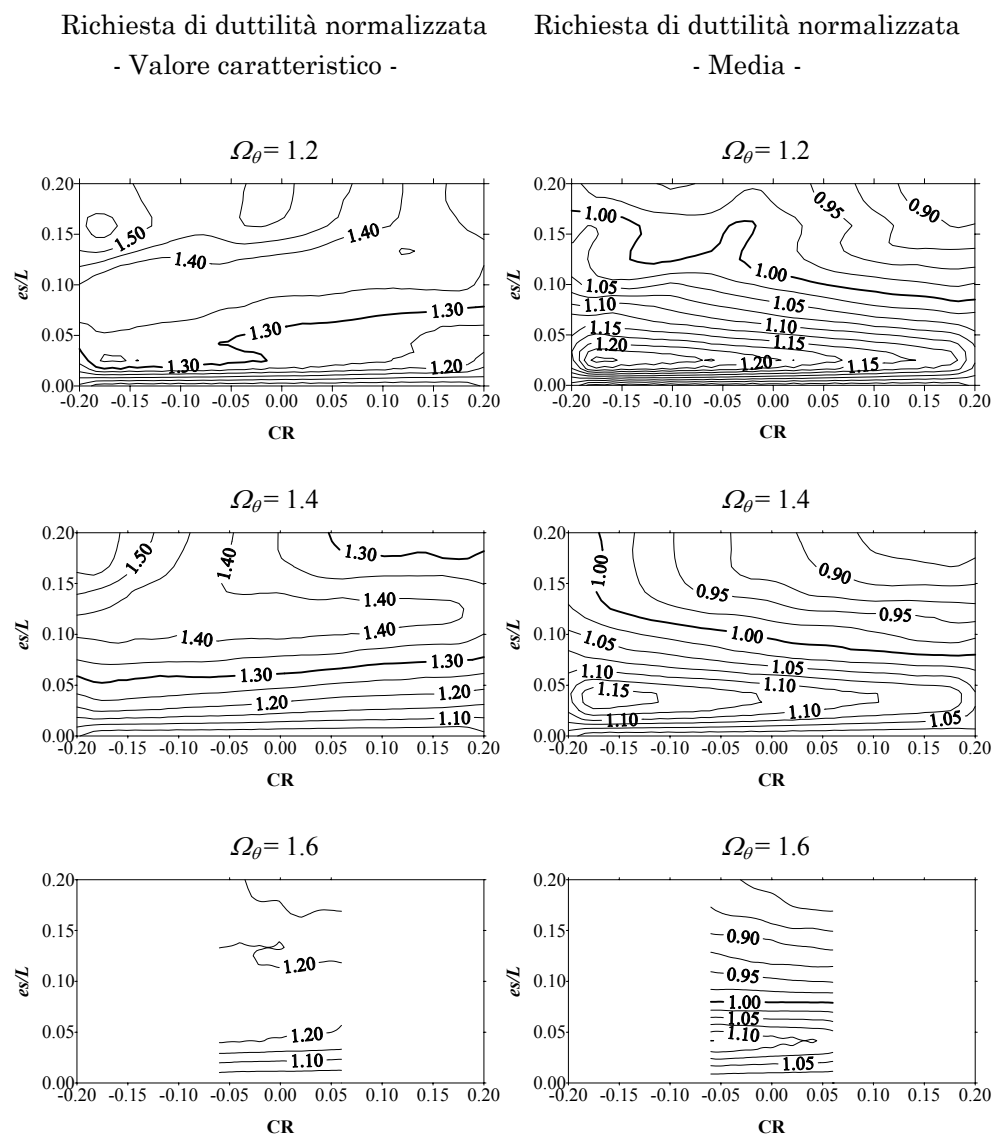


Fig. 6.5. Richiesta di duttilità normalizzata
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
progettati con i valori proposti di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

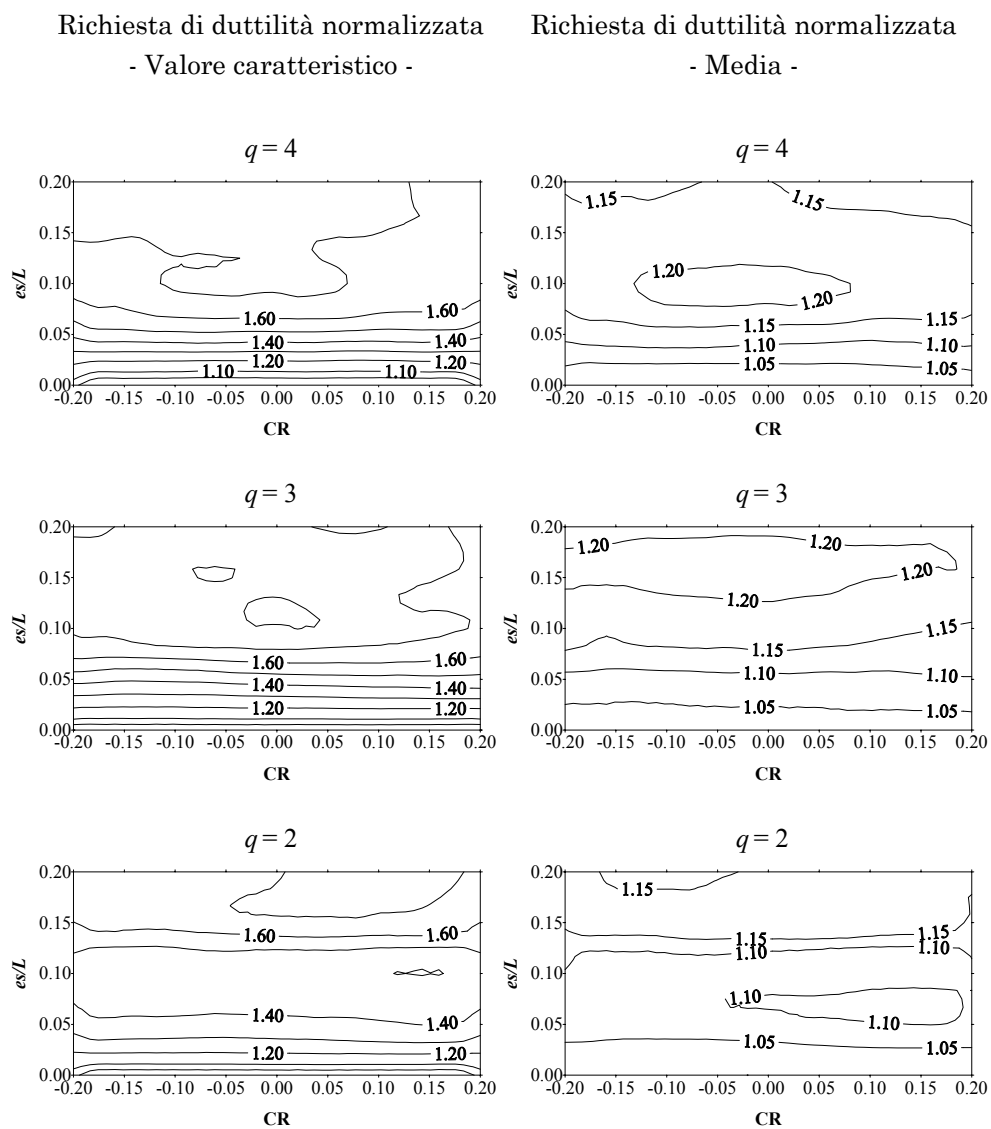


Fig. 6.6. Richiesta di duttilità normalizzata
in sistemi con eccentricità generalizzata
progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = \text{variabile}$)

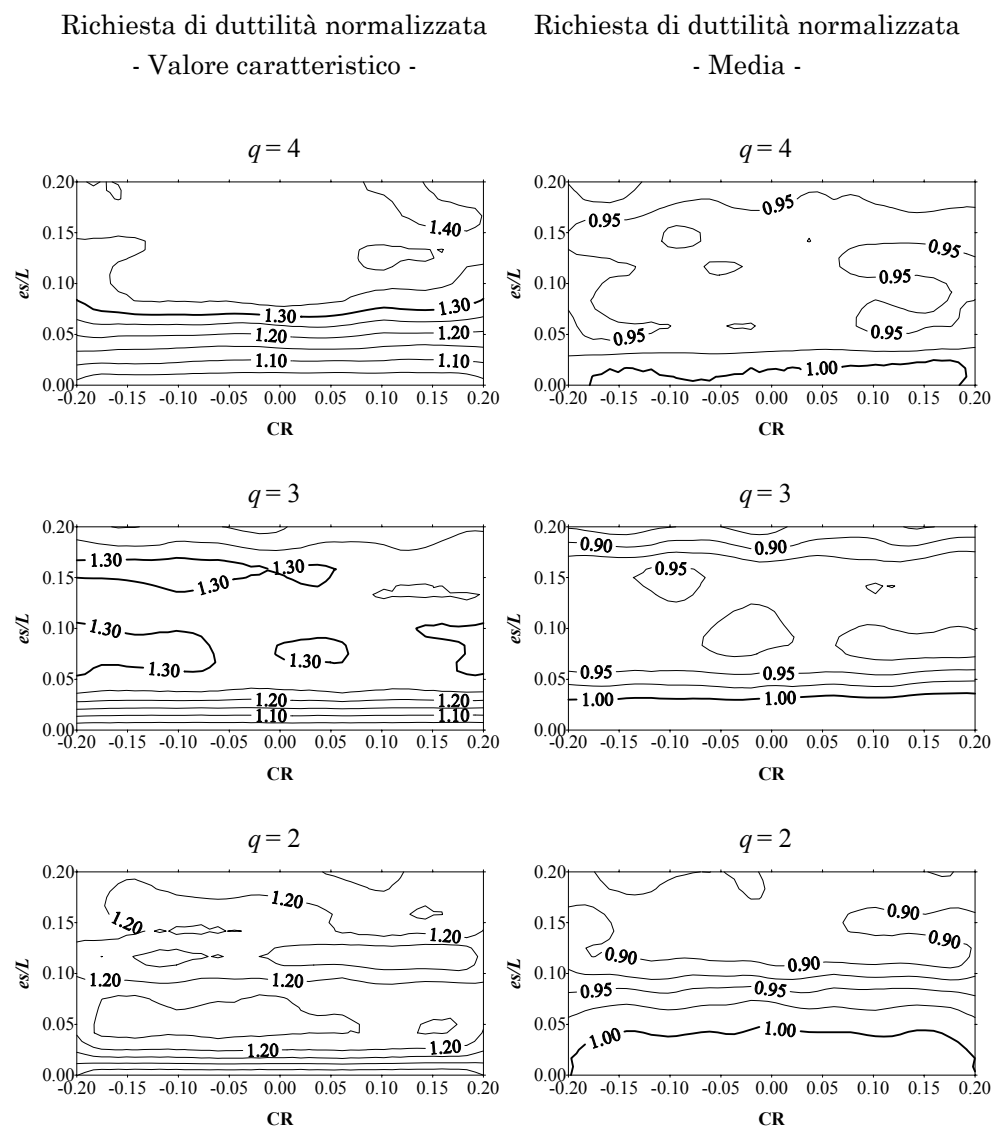


Fig. 6.7. Richiesta di duttilità normalizzata
in sistemi con eccentricità generalizzata
progettati con i valori proposti di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q =$ variabile)

6.4.2 Le resistenze

Allo scopo di verificare l'aumento dei costi strutturali connessi all'utilizzo della procedura di progetto proposta, sono discusse, come rimarcato per strutture con eccentricità delle masse o delle rigidezze, le variazioni di livello e di distribuzione delle resistenze tra gli elementi strutturali per sistemi progettati senza e con eccentricità correttiva di progetto.

In Fig. 6.8 ed in Fig. 6.9 sono mostrate le eccentricità del centro delle resistenze dal centro di massa al variare del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, in sistemi progettati senza e con eccentricità correttiva di progetto.

In schemi torsio-flessibili progettati in assenza di eccentricità correttiva si riscontrano valori sempre positivi dell'eccentricità del centro delle resistenze ovvero spostamenti del centro delle resistenze dalla posizione nominale del centro delle masse verso il centro delle rigidezze. L'applicazione della procedura di progettazione proposta non determina in tali strutture variazioni sostanziali rispetto al caso di sistemi progettati con applicazione tradizionale dell'analisi modale. Essa produce lievi aumenti dell'eccentricità del centro delle resistenze, poco influenzati dalla posizione assoluta del centro di rigidezze sull'impalcato.

In strutture torsio-rigide progettate in assenza di eccentricità correttiva, invece, l'eccentricità delle resistenze presenta valori negativi, ossia allontanamenti del centro delle resistenze da quello delle rigidezze, in corrispondenza di bassi valori dell'eccentricità strutturale, e valori positivi per elevate eccentricità strutturali. In tali sistemi l'applicazione della procedura di progetto proposta induce un aumento dell'eccentricità delle resistenze, modesto in strutture con valori del parametro Ω_θ prossimi all'unità e notevole in sistemi con valori elevati del rapporto Ω_θ tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate.

In Fig. 6.10 ed in Fig. 6.11 sono invece mostrate le sovreresistenze di sistemi asimmetrici caratterizzati da valori diversi del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. In sistemi progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto, la sovreresistenza presenta valori ovunque inferiori all'unità che individuano livelli di resistenza dei sistemi asimmetrici minori di quelli dei corrispondenti sistemi tor-

sionalmente bilanciati. Tali valori, inoltre, diminuiscono all'aumentare dell'eccentricità strutturale.

In strutture torsio-flessibili i decrementi sono, per bassi valori di eccentricità strutturale, indipendenti dalla posizione del centro di rigidezza mentre evidenziano un'apprezzabile influenza dalla posizione del centro delle rigidezze per valori elevati dell'eccentricità strutturale e presentano valori maggiori in sistemi con eccentricità unicamente delle masse. In sistemi torsio-rigidi, i decrementi sono, anch'essi, per bassi valori di eccentricità strutturale, indipendenti dalla posizione del centro di rigidezza mentre manifestano una spiccata influenza dalla posizione del centro delle rigidezze in sistemi con elevate eccentricità strutturali con massimi in corrispondenza di posizioni del centro delle rigidezze individuate da valori positivi dell'ascissa.

L'applicazione della procedura di progetto proposta determina ovunque aumenti della sovrarresistenza. In sistemi torsio-flessibili, la sovrarresistenza presenta andamento ricurvo al crescere dell'eccentricità strutturale, con massimo, sempre inferiore ad 1.10, raggiunto in corrispondenza di valori intermedi dell'eccentricità strutturale. Le sovrarresistenze mostrano inoltre valori generalmente maggiori in sistemi con eccentricità unicamente delle masse, in analogia a quanto riscontrato anche per sistemi progettati in assenza di eccentricità correttiva. In sistemi torsio-rigidi, invece, le sovrarresistenze presentano valori generalmente minori che non in sistemi torsio-flessibili con massimi, sempre inferiori a 1.08, maggiori in sistemi con posizioni del centro delle rigidezze individuate sul grafico da valori positivi delle ascisse.

Il contributo degli elementi ortogonali alla resistenza torsionale è indicato attraverso il parametro T_{px}/T_p , già utilizzato per sistemi con eccentricità unicamente delle masse o delle rigidezze, che esprime il rapporto tra i momenti statici delle resistenze degli elementi ortogonali rispetto al centro delle rigidezze ed il momento statico valutato rispetto allo stesso punto delle resistenze di tutti gli elementi del sistema. La Fig. 6.12 e la Fig. 6.13 mostrano, al variare del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, i valori assunti da tale parametro per sistemi progettati senza e con eccentricità correttiva. In sistemi torsio-flessibili il parametro T_{px}/T_p , sempre inferiore all'unità, mostra diminu-

zioni crescenti all'aumentare dell'eccentricità strutturale, con influenza sensibile della posizione del centro delle rigidezze e riduzioni maggiori in corrispondenza di sistemi con eccentricità unicamente delle masse. L'applicazione della procedura proposta determina, in tali sistemi, ulteriori diminuzioni del parametro T_{px}/T_p rispetto agli analoghi sistemi progettati in assenza di eccentricità correttiva.

In sistemi torsio-rigidi, invece, il parametro T_{px}/T_p assume valori anche superiori all'unità e mostra una notevole influenza della posizione del centro delle rigidezze. Sistemi progettati in assenza di eccentricità correttiva manifestano un aumento del parametro T_{px}/T_p al tendere della posizione del centro delle rigidezze verso valori negativi, in corrispondenza di valori dell'eccentricità strutturale che aumentano al crescere del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. L'andamento dello stesso parametro subisce un notevole cambiamento all'applicazione della procedura proposta con valori che manifestano una generale diminuzione particolarmente in corrispondenza di valori positivi della posizione del centro delle rigidezze.

I parametri di resistenza studiati evidenziano, al variare del fattore di comportamento, differenze nulle in strutture asimmetriche progettate con applicazione tradizionale dell'analisi modale e differenze trascurabili in strutture progettate con applicazione della procedura di progetto proposta.

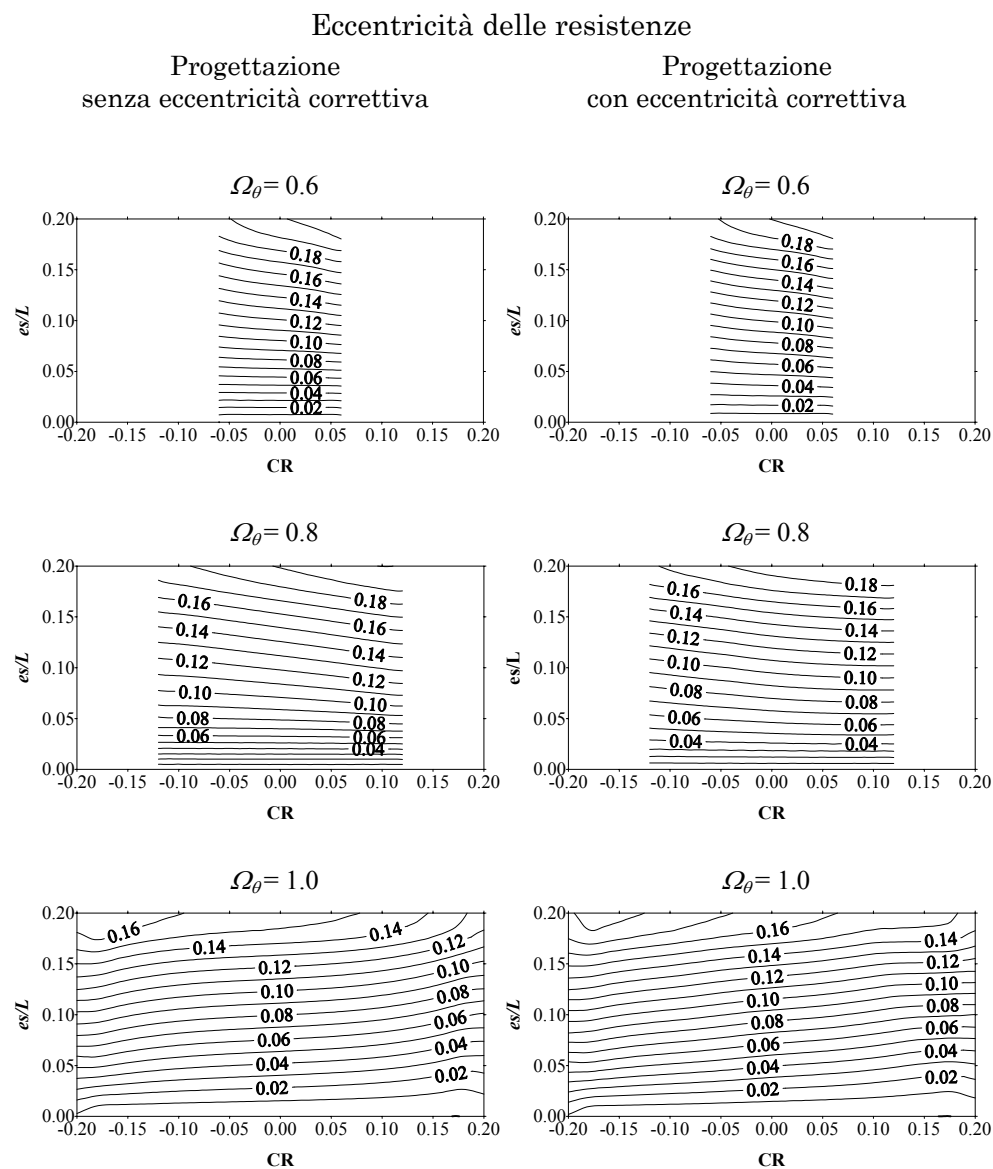


Fig. 6.8. Diagrammi dell'eccentricità del centro delle resistenze e_p/L
in sistemi torsio-flessibili con eccentricità generalizzata
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

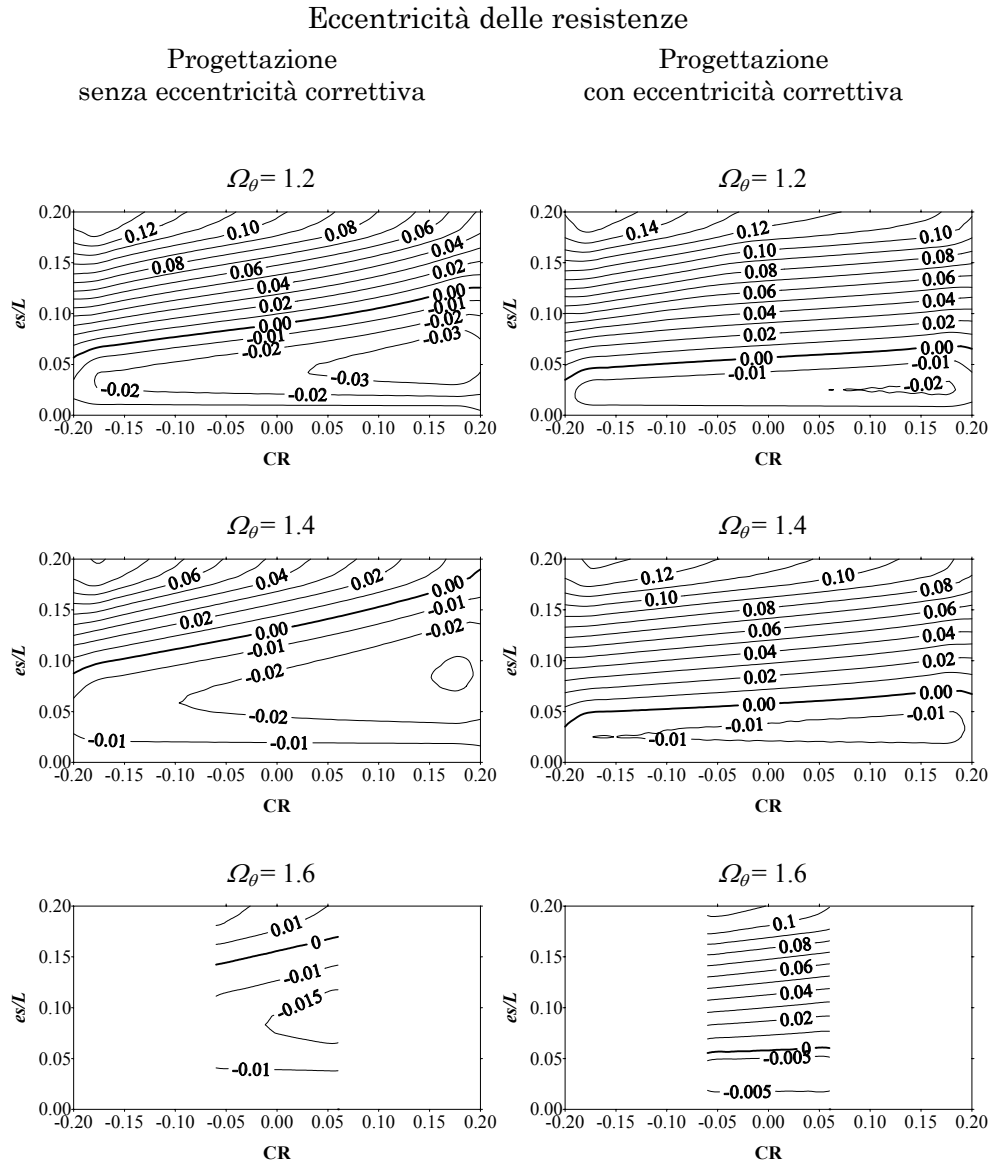


Fig. 6.9. Diagrammi dell'eccentricità del centro delle resistenze e_p/L in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata (parametri di progetto: $\Omega_\theta =$ variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

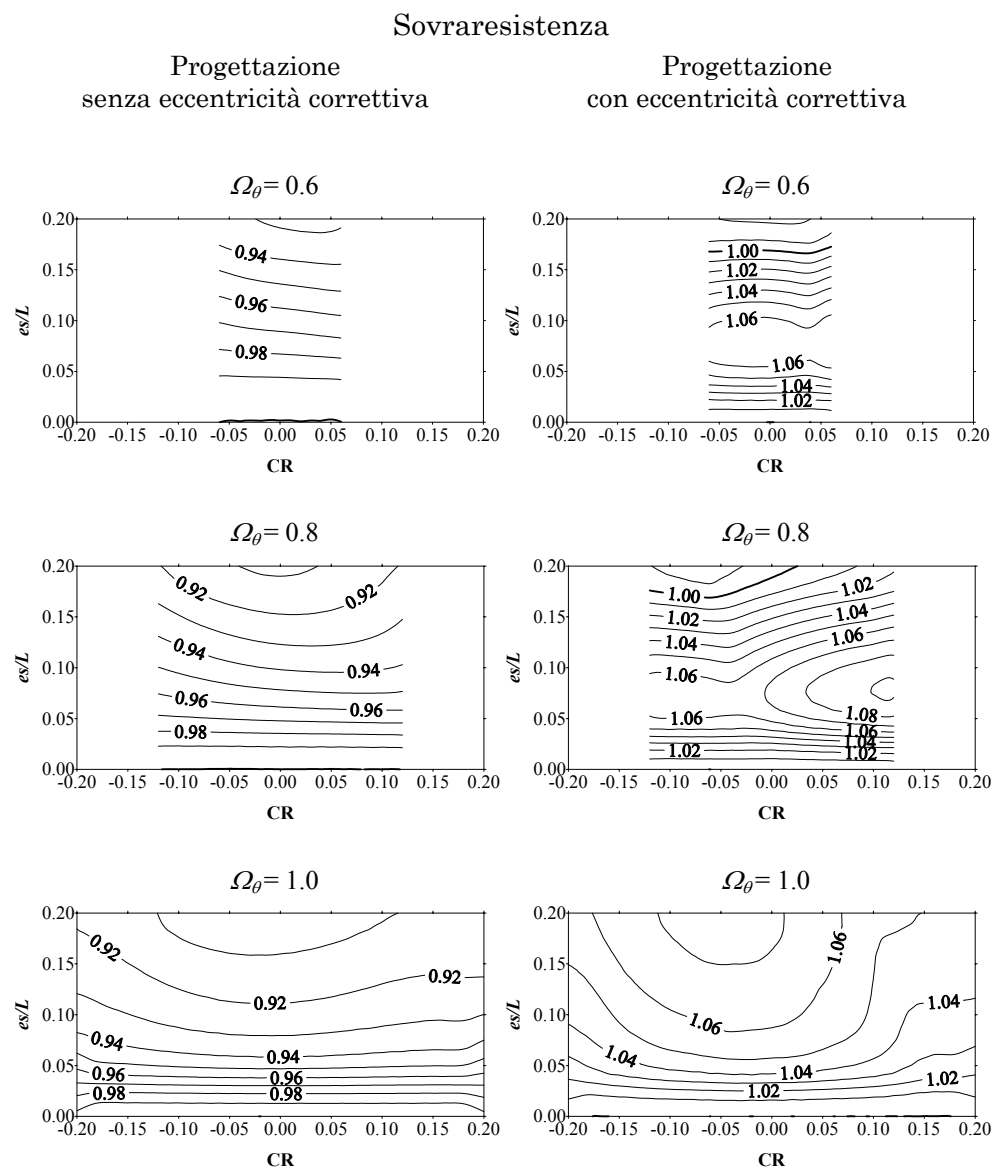


Fig. 6.10. Diagrammi della sovraresistenza O_s
in sistemi torsio-flessibili con eccentricità generalizzata
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

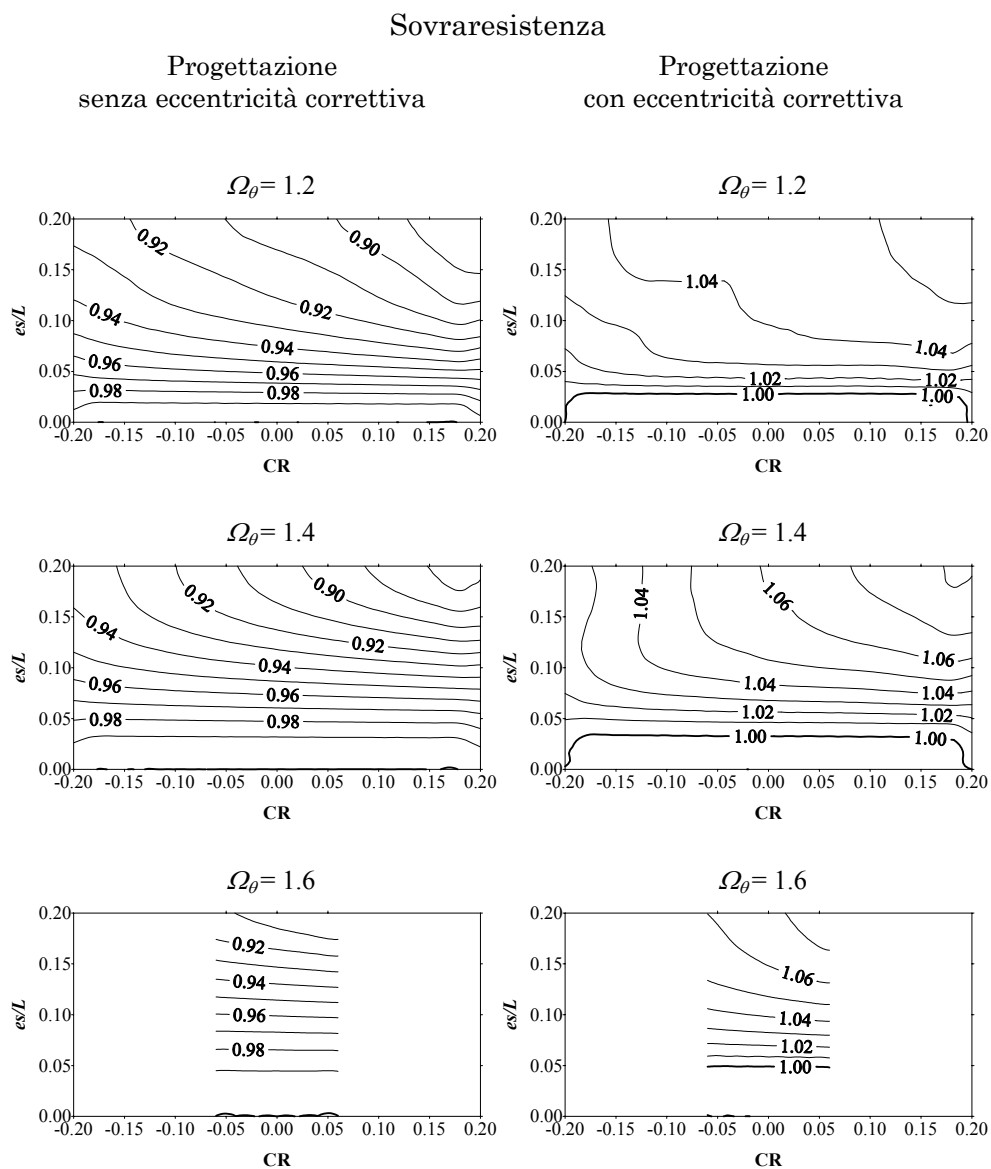


Fig. 6.11. Diagrammi della sovraresistenza O_s
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

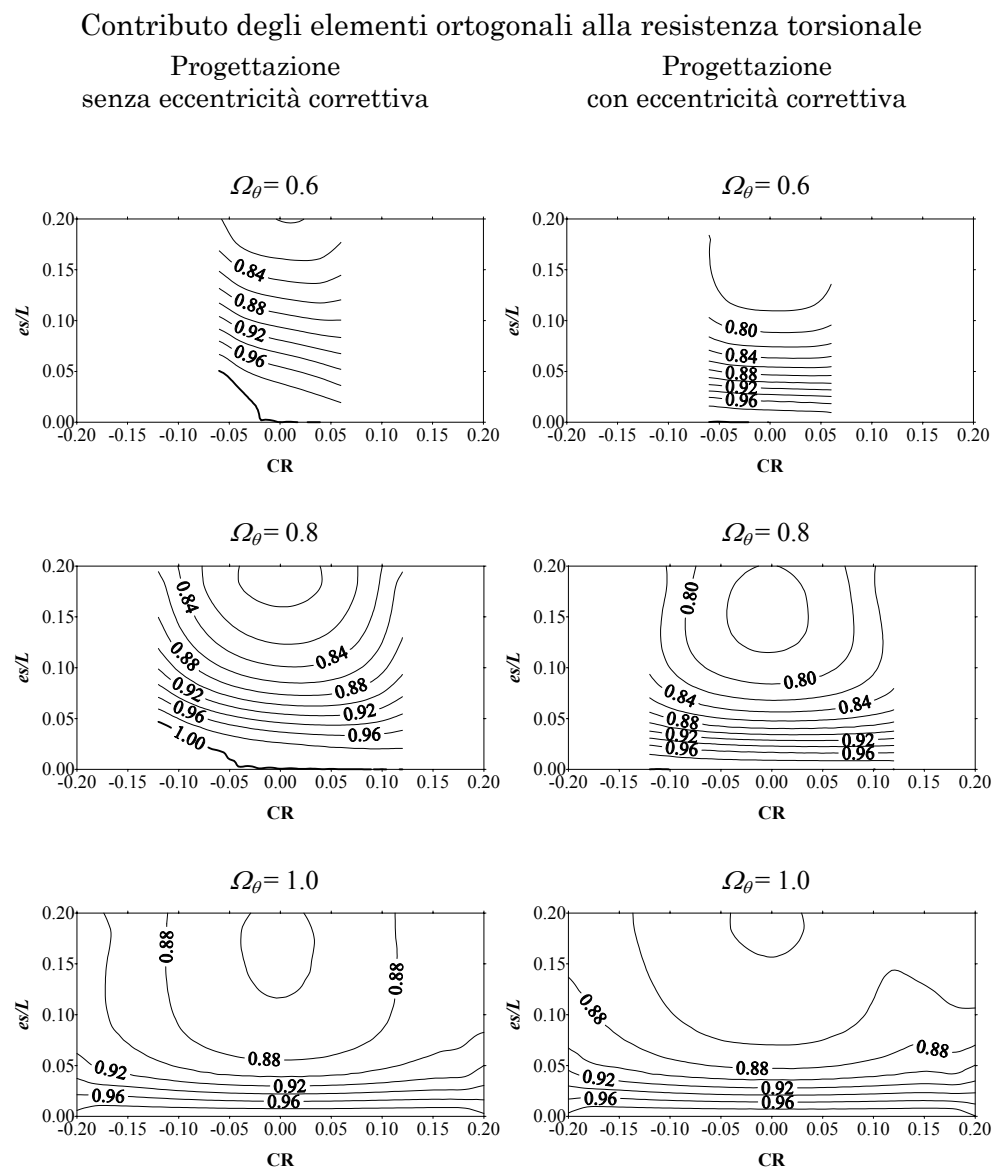


Fig. 6.12. Diagrammi del rapporto T_{px}/T_p
in sistemi torsio-flessibili con eccentricità generalizzata
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

Contributo degli elementi ortogonali alla resistenza torsionale

 Progettazione
senza eccentricità correttiva

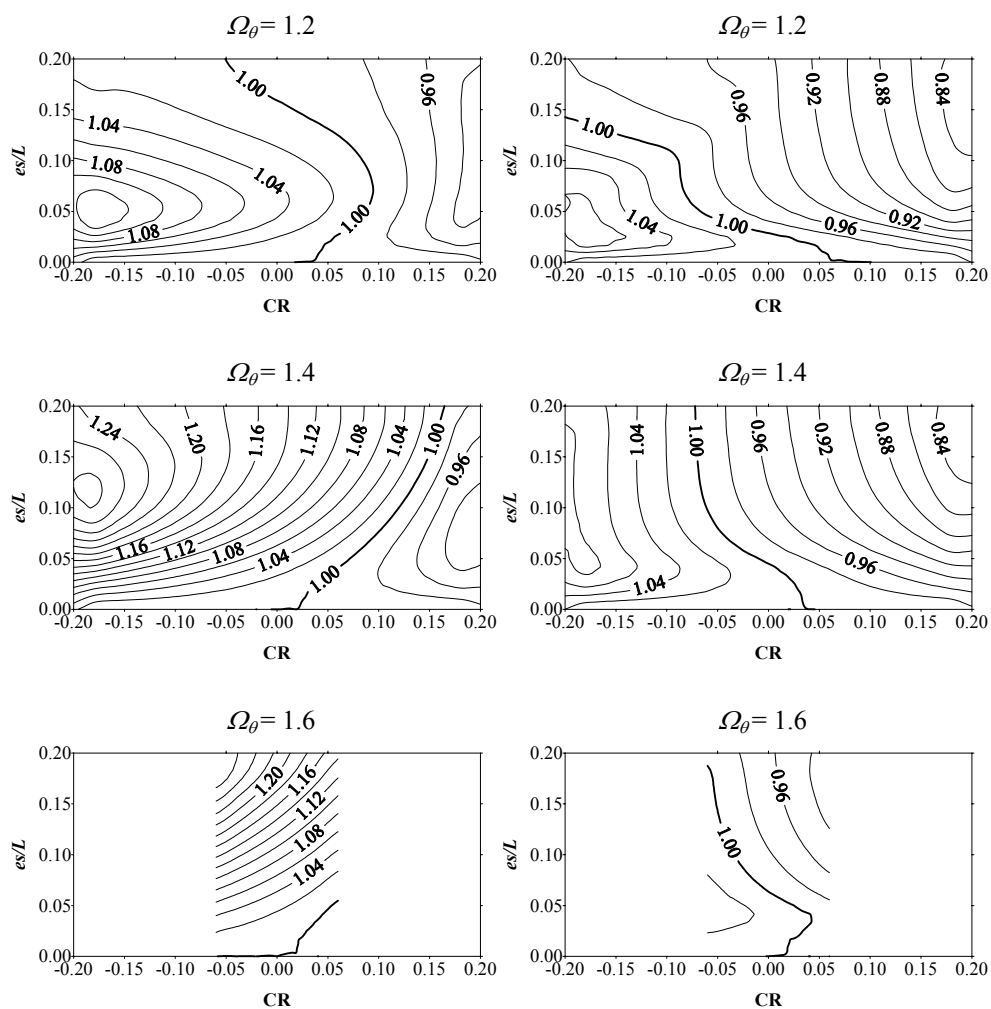
 Progettazione
con eccentricità correttiva


Fig. 6.13. Diagrammi del rapporto T_{px}/T_p
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

6.4.3 Gli spostamenti

Lo studio degli spostamenti massimi consente di valutare il diverso accoppiamento latero-torsionale ovvero l'effetto combinato degli spostamenti traslatori e delle rotazioni in sistemi asimmetrici progettati con analisi modale sia in presenza che in assenza di eccentricità correttiva di progetto. I valori degli spostamenti massimi permettono inoltre di valutare correttamente le caratteristiche di deformabilità e di resistenza richieste agli impianti presenti nelle strutture nonché le minime distanze necessarie tra edifici contigui perché sia evitato il fenomeno del martellamento.

Sistemi asimmetrici progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto mostrano, per diversi valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, valori sostanzialmente maggiori di quelli dei corrispondenti sistemi bilanciati torsionalmente (Fig. 6.14- Fig. 6.15). Tali incrementi presentano valori crescenti all'aumentare dell'eccentricità strutturale e sono massimi in strutture torsio-flessibili. Sia in termini di valore medio che caratteristico la posizione del centro delle rigidezze all'interno dell'impalcato mostra una lieve influenza determinando, unicamente per elevate eccentricità strutturali, valori massimi degli spostamenti in corrispondenza di posizioni del centro di rigidezza definite da valori positivi dell'ascissa relativa.

Il valore caratteristico dei massimi spostamenti normalizzati supera, in strutture torsio-flessibili progettate in assenza di eccentricità correttiva, il valore 2 riducendosi, in strutture torsio-rigide, a valori che oscillano tra 1.4 e 1.6. Il valore medio dei massimi spostamenti normalizzati, invece, presenta massimi di circa 1.3-1.5 in strutture torsio-flessibili e massimi variabili tra 1.10 e 1.15 in strutture torsio-rigide.

La differenza tra gli spostamenti normalizzati dei sistemi progettati con applicazione tradizionale dell'analisi modale e con applicazione della procedura di progettazione proposta non è visibilmente riscontrabile in sistemi torsio-flessibili (Fig. 6.16). Lievi incrementi dei massimi spostamenti normalizzati sono invece evidenziati da strutture torsio-rigide progettate con applicazione della procedura di progetto proposta rispetto a sistemi progettati con applicazione tradizionale dell'analisi modale (Fig. 6.17).

Tale comportamento, che a prima vista può sembrare in contraddizione con le riduzioni delle richieste di duttilità normalizzata di sistemi progettati con la formulazione proposta, è giustificato dalla diversa posizione in cui si attingono i valori massimi degli spostamenti normalizzati e delle richieste di duttilità normalizzata

In Fig. 6.18 è invece mostrato l'andamento dei massimi spostamenti normalizzati di sistemi asimmetrici progettati, con applicazione tradizionale dell'analisi modale e con analisi modale secondo la procedura proposta, al variare del fattore di comportamento. Il raffronto dei dati ottenuti evidenzia spostamenti normalizzati massimi maggiori in sistemi con bassi valori del fattore di comportamento, particolarmente nel campo delle elevate eccentricità strutturali in corrispondenza di posizioni del centro delle rigidezze definite da ascisse positive.

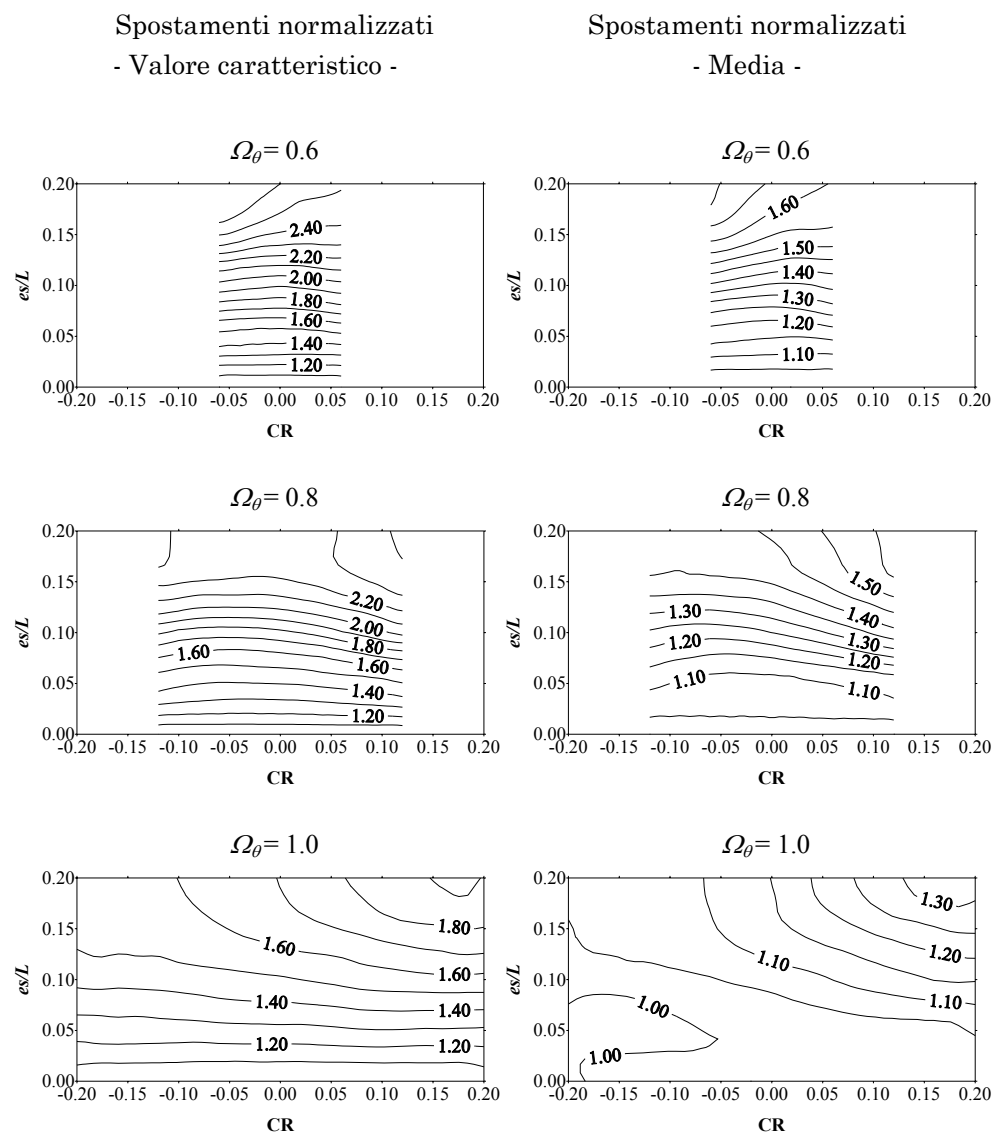


Fig. 6.14. Spostamenti normalizzati
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

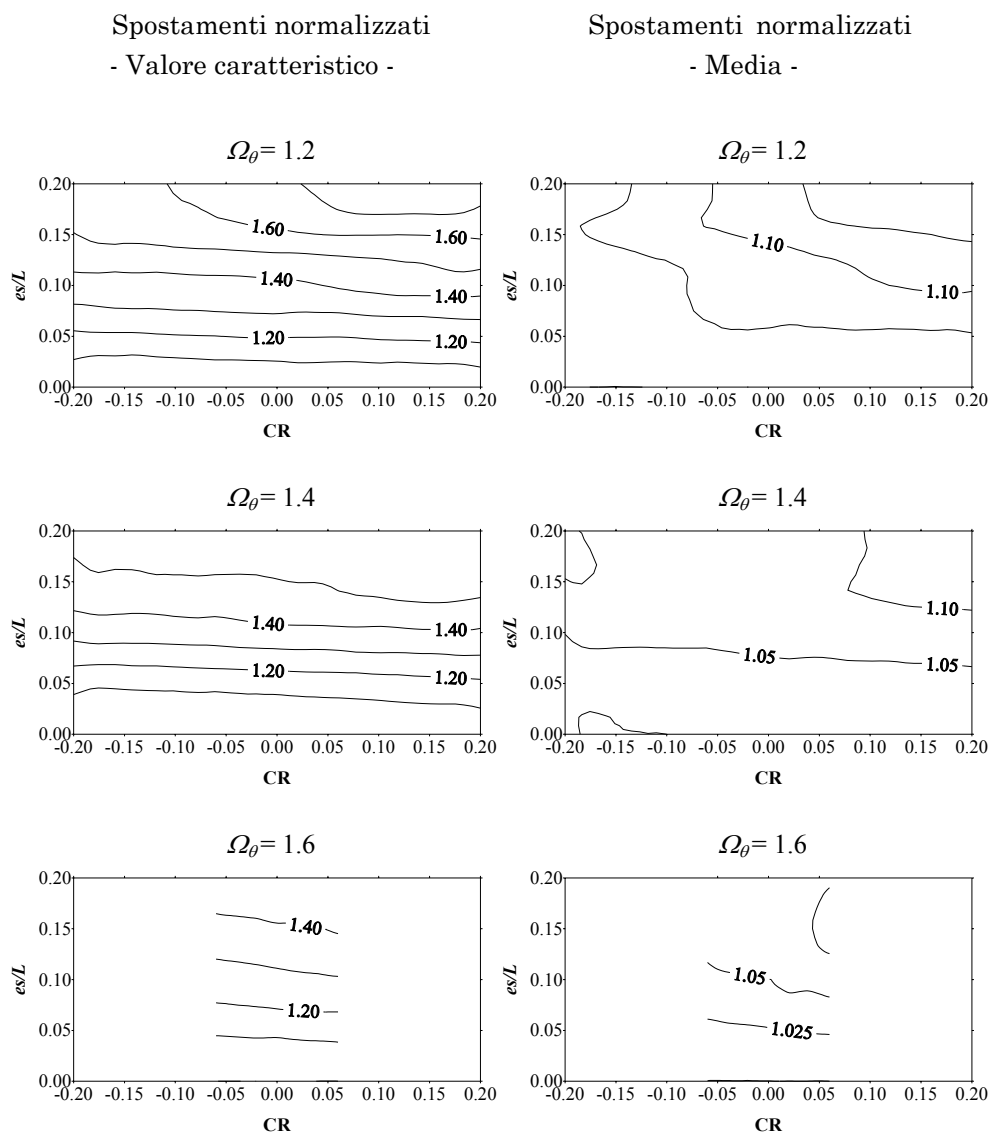


Fig. 6.15. Spostamenti normalizzati
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
progettati in assenza di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: $\Omega_\theta =$ variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

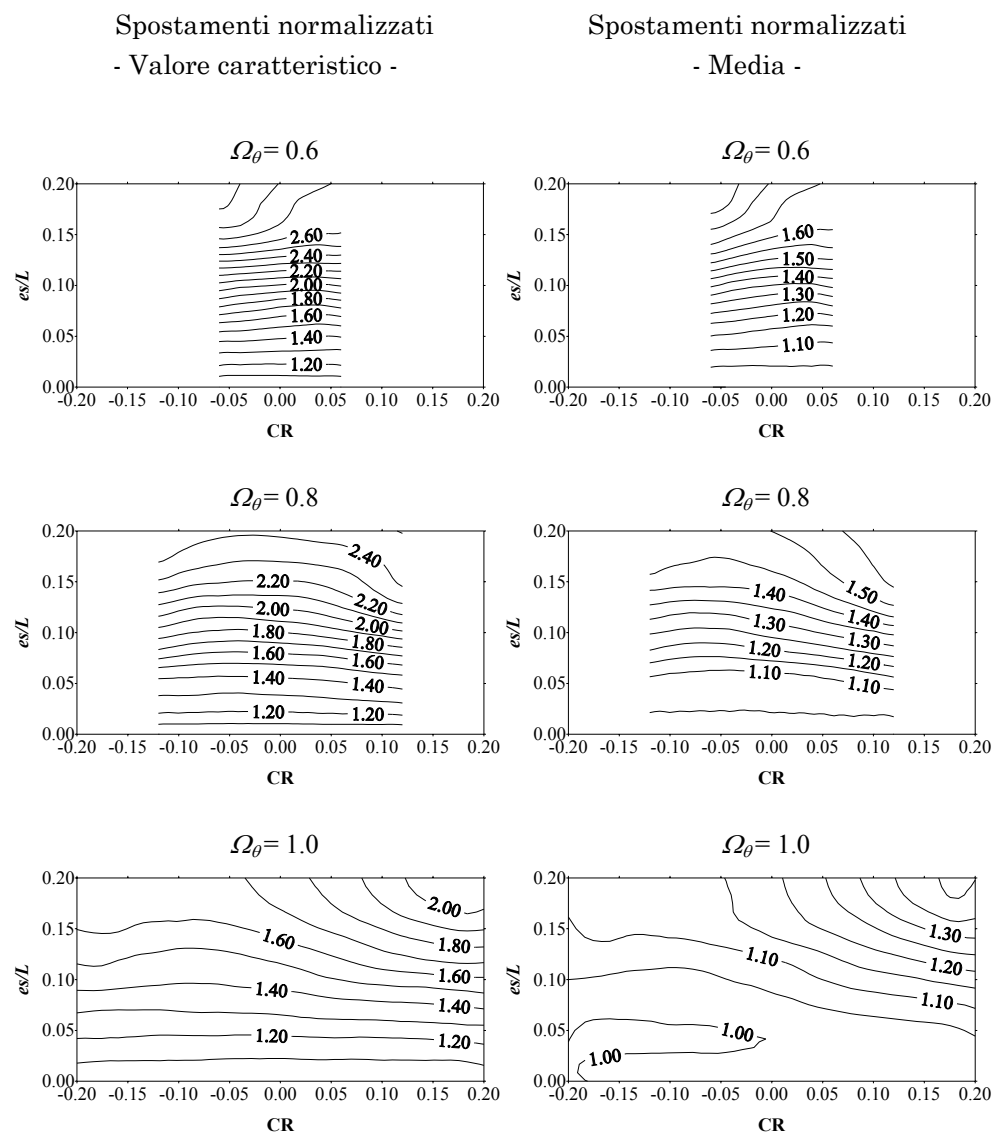


Fig. 6.16. Spostamenti normalizzati
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
progettati con i valori proposti di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

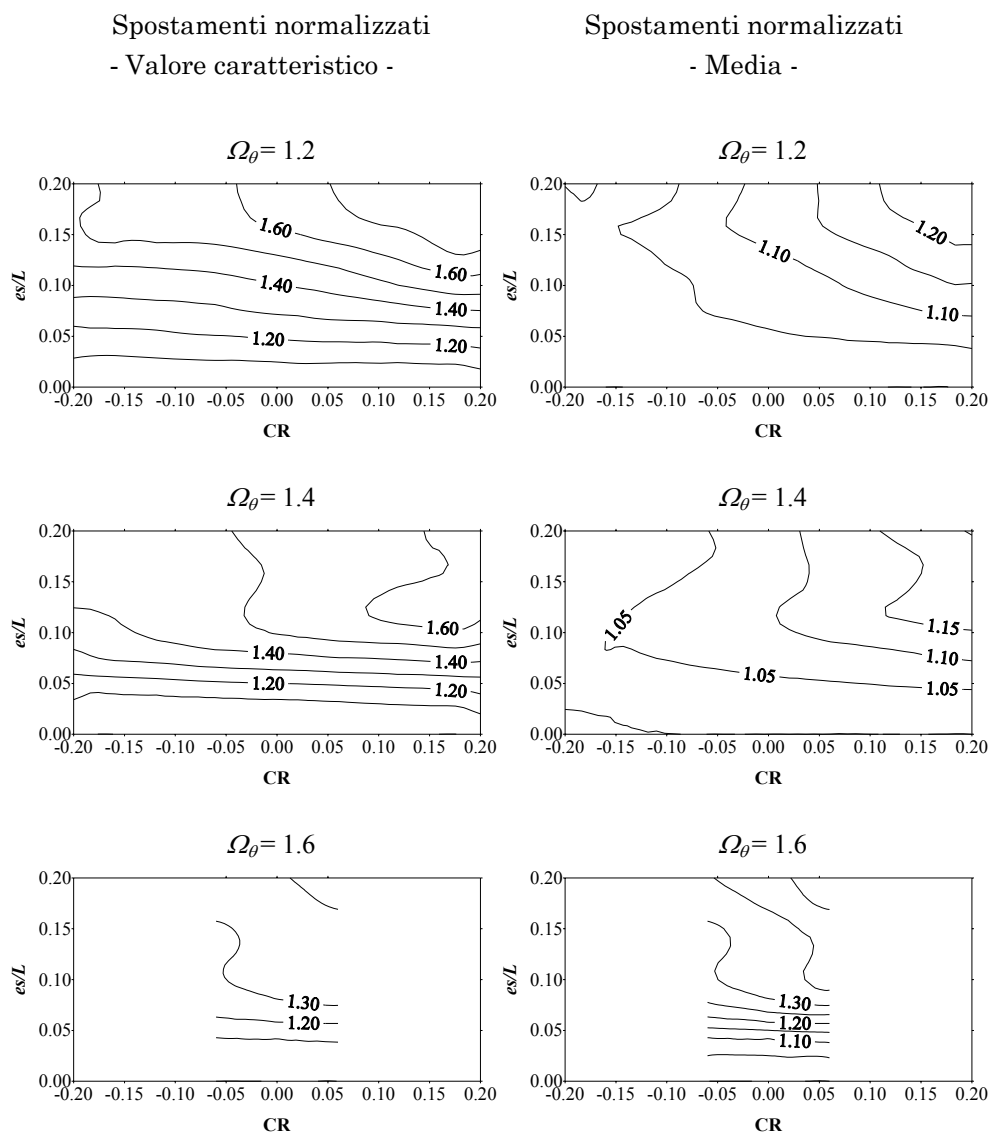


Fig. 6.17. Spostamenti normalizzati
in sistemi torsio-rigidi con eccentricità generalizzata
progettati con i valori proposti di eccentricità correttiva di progetto
(parametri di progetto: Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

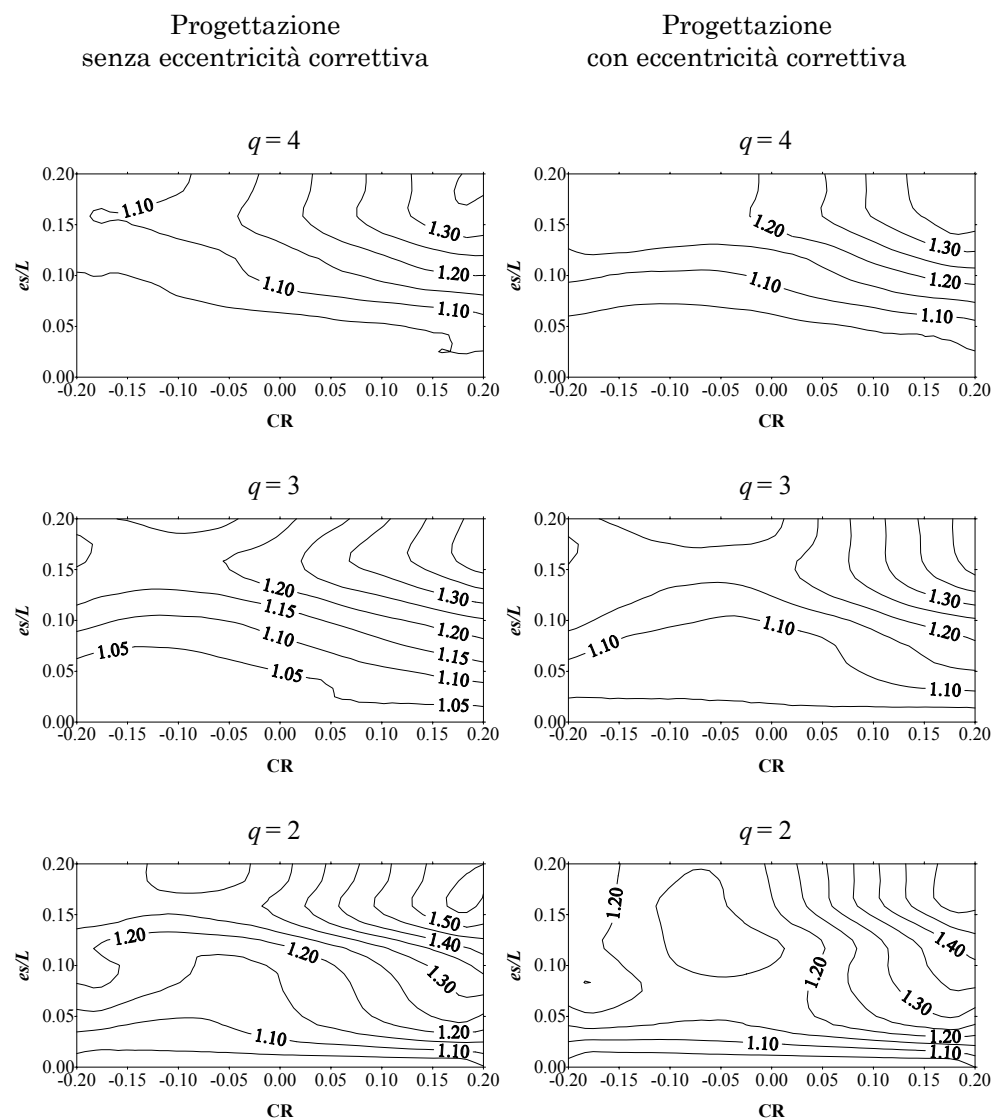


Fig. 6.18. Spostamenti normalizzati medi
in sistemi con eccentricità generalizzata
(parametri di progetto: $\Omega_\theta = 1.0$, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = \text{variabile}$)

Capitolo 7

LA RISPOSTA DI SISTEMI ASIMMETRICI AD ECCITAZIONE SISMICA BIDIREZIONALE

7.1 IL COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI ASIMMETRICI SOTTOPOSTI AD ECCITAZIONE SISMICA BIDIREZIONALE

Quasi sempre nella pratica progettuale, nella fase di calcolo della risposta strutturale, le componenti orizzontali delle azioni sismiche sono considerate agenti separatamente secondo due direzioni ortogonali. La più verosimile schematizzazione dell'evento sismico che simula la contemporanea azione delle componenti orizzontali è invece spesso trascurata. L'eventualità della contemporanea azione delle componenti orizzontali del sisma, considerata solo da alcuni studiosi^{47, 48, 21, 49}, ha evidenziato, relativamente a strutture asimmetriche, alcune modifiche dello stato di sollecitazione e di spostamento rispetto al caso di eccitazione sismica unidirezionale. Con riferimento al modello ad un solo piano monosimmetrico precedentemente descritto e adottato nell'analisi del comportamento degli edifici asimmetrici dalla quasi totalità degli studiosi, la contemporanea azione di entrambe le componenti orizzontali del sisma produce, differentemente dal caso di eccitazione sismica unidirezionale, una plasticizzazione non contemporanea degli elementi trasversali e comporta, dunque, l'instaurarsi di un'eccentricità strutturale variabile nel tempo anche nella direzione di azione trasversale del sisma, in cui il sistema si presenta simmetrico.

L'affidabilità dei risultati ottenuti con modelli di calcolo costituiti da elementi strutturali in entrambe le direzioni principali e sollecitati da eccitazione sismica alla base unidirezionale ha, nel passato, suscitato perplessità in diversi studiosi²¹. La presenza di elementi resistenti trasversali in sistemi sollecitati da sisma unidirezionale ha evidenziato spesso una riduzione di impegno plastico degli elementi strutturali di estremità rispetto agli stessi elementi in sistemi sprovvisti di elementi trasversali. In tali ultime strutture, infatti, la rigidità torsionale totale non trova contributo negli elementi trasversali e favorisce, negli intervalli di tempo in cui la rigidità traslazionale degli elementi longitudinali di estremità si annulla, ampie rotazioni che incrementano gli spostamenti e dunque le massime richieste di duttilità degli elementi strutturali. L'utilizzo degli elementi trasversali in sistemi con sisma unidirezionale può condurre, d'altra parte, a valori poco cautelativi della risposta poiché, in tali condizioni di eccitazione sismica, gli elementi trasversali pervengono raramente in campo plastico.

La modellazione più razionale della struttura e dell'eccitazione sismica, che sembra cioè condurre a risultati più verosimili, deve dunque prevedere modelli costituiti da elementi in entrambe le direzioni principali ed eccitazione sismica alla base bidirezionale. Tale combinazione di modellazione degli elementi resistenti e delle azioni orizzontali fornisce al sistema una posizione del centro delle rigidità realisticamente variabile nel tempo, in dipendenza delle non contemporanee plasticizzazioni degli elementi strutturali longitudinali e trasversali indotte da entrambe le componenti orizzontali dell'eccitazione sismica.

7.2 IL MODELLO DI CALCOLO

Il sistema strutturale monosimmetrico esaminato presenta le stesse caratteristiche geometriche ed inerziali descritte nel capitolo 5 relativamente a sistemi con eccentricità unicamente delle masse. Le proprietà elastiche dei sistemi sono determinate, per i singoli elementi strutturali, con la procedura automatica definita in §3.2, ipotizzando che gli stessi siano incapaci di resistere a forze fuori del proprio piano.

In presenza di eccitazione sismica alla base bidirezionale, le resistenze degli elementi resistenti sono ricavate in accordo con quanto proposto dall'Eurocodice 8. La resistenza del singolo elemento resistente è cioè stimata mediante la radice quadrata della risposta ad ognuna delle componenti orizzontali separatamente considerate. Gli elementi resistenti in direzione trasversale sono progettati in base ai risultati del sistema strutturale, sollecitato separatamente dalle componenti del sisma agenti nelle direzioni principali, con posizioni nominali dei baricentri delle masse e delle rigidezze. Gli elementi in direzione longitudinale, invece, sono progettati in base alle resistenze richieste da una duplice analisi modale, come mostrato in §5.3, con sisma agente in direzione longitudinale. Il contributo fornito alla progettazione degli elementi longitudinali dall'ipotesi di sisma agente trasversalmente è nullo stante il disaccoppiamento tra il modo di vibrazione laterale in direzione trasversale e quelli roto-traslatori individuati da traslazioni in direzione longitudinale.

I contributi al moto forniti dai singoli modi di vibrazione sono calcolati con riferimento allo spettro di progetto ottenuto mediante scalatura, attraverso un valore costante del fattore di comportamento q , dello spettro di risposta elastica proposto dall'Eurocodice 8 relativamente a suoli di classe A e caratterizzato da un valore del fattore di smorzamento di 0.05 e da un'accelerazione massima al suolo di 0.35 g.

7.3 LE ANALISI NUMERICHE

I sistemi considerati in tale fase di studio presentano unicamente eccentricità delle masse, in rappresentanza di una classe più ampia di eccentricità che include eccentricità delle rigidezze ed eccentricità generalizzate. I modelli sono sollecitati da eccitazione bidirezionale tramite due serie di trenta accelerogrammi generati artificialmente (cfr. §4.5.1), rispondenti allo spettro di risposta elastica proposto dall'Eurocodice 8 relativamente a suoli di classe A e caratterizzato da un valore del fattore di smorzamento di 0.05. Per valutare l'effetto dell'intensità dell'eccitazione sismica trasversale sui valori delle duttilità richieste e degli spostamenti, la componente secondaria, trasversale, è applicata con inten-

sità crescente da 0 a 0.35 g mentre la componente principale è scalata sempre con un'accelerazione massima al suolo di 0.35 g. Tale procedura di studio è stata anche indotta dalla incertezza relativa al valore da assumere per l'intensità sismica della componente secondaria del sisma. Per tutti i sistemi con eccentricità delle masse si considerano valori delle eccentricità strutturali variabili tra 0 a 0.20 L .

7.4 RISULTATI

Allo scopo di valutare inizialmente qualitativamente l'effetto della componente secondaria del sisma sulla risposta dei sistemi asimmetrici analizzati sono stati valutati, per il singolo elemento resistente delle strutture progettate in assenza di eccentricità correttiva, per alcuni valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, i valori medi delle richieste di duttilità normalizzata, al variare dell'accelerazione massima al suolo della componente secondaria del sisma (0-0.25-0.50-0.75-1.00 P_{g_y}).

Nel corso di tale analisi i sistemi torsio-flessibili hanno manifestato una scarsa influenza dal valore dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma (Fig. 7.1). Le richieste medie di duttilità normalizzata dei singoli elementi resistenti non subiscono apprezzabili variazioni, particolarmente per valori molto bassi del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. Si nota piuttosto come le differenze riscontrate nel lato flessibile, tra le duttilità richieste dagli stessi sistemi sottoposti ad accelerogrammi naturali scalati (Fig. 5.8) e ad accelerogrammi generati artificialmente, siano imputabili principalmente alle differenze esistenti nel campo dei periodi medio-alti tra lo spettro di progetto utilizzato precedentemente in combinazione con gli accelerogrammi naturali ed ora con gli accelerogrammi artificiali. I bassi valori di resistenza del lato flessibile che si manifestano in tali strutture subiscono, al cambio di spettro di progetto, variazioni che, pur non essendo in assoluto rilevanti, sono percentualmente elevate e dunque influenzano sensibilmente le richieste di duttilità normalizzata del lato flessibile delle strutture torsionalmente flessibili progettate in assenza di eccentricità correttiva.

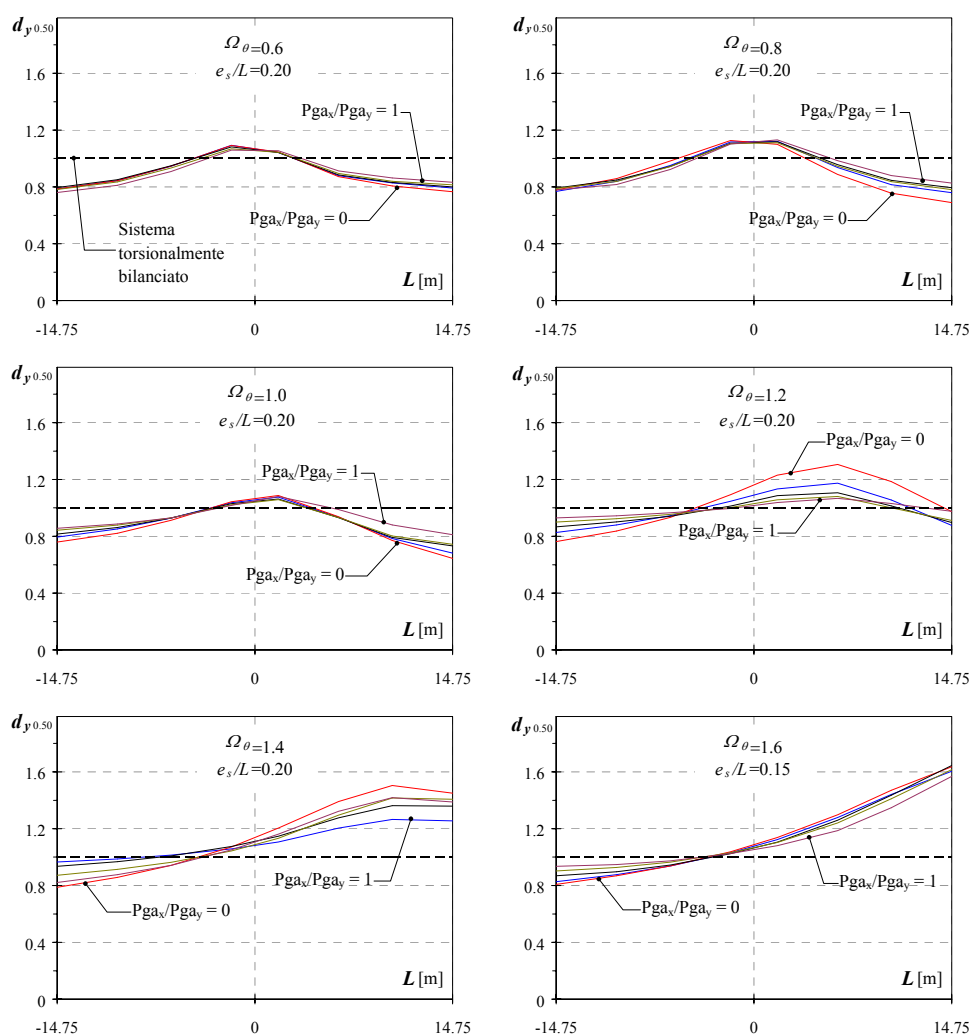


Fig. 7.1 Richiesta media di duttilità normalizzata in direzione longitudinale di modelli asimmetrici progettati senza eccentricità correttiva al variare dell'intensità sismica della componente secondaria dell'eccitazione sismica ($Pga_x = 0-0.25-0.50-0.75-1.00 Pga_y$) (parametri di progetto: sistemi MES, $\Omega_\theta =$ variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

I sistemi torsio-rigidi, invece, evidenziano una maggiore dipendenza dal valore dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma. Come si deduce dalla Fig. 7.1, all'aumentare dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma, gli spostamenti massimi aumentano sul lato flessibile delle strutture mentre diminuiscono su quello rigido. In conseguenza di ciò, le richieste medie di duttilità normalizzata degli elementi del lato flessibile delle strutture torsio-rigide tendono ad aumentare al crescere dell'intensità sismica della componente secondaria raggiungendo valori anche prossimi all'unità mentre le richieste medie di duttilità normalizzata degli elementi del lato rigido, dove in condizioni di eccitazione sismica unidirezionale se ne riscontrano i maggiori valori, diminuiscono.

L'applicazione di componenti sismiche trasversali di intensità crescente determina risultati diversi su strutture progettate secondo la procedura proposta e caratterizzate da valori differenti del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate (Fig. 7.2). In sistemi torsio-flessibili, la progettazione con eccentricità correttiva non evidenzia differenze nel comportamento strutturale al variare dell'intensità sismica della componente secondaria. Sono dunque facilmente riconoscibili, al crescere dell'eccentricità correttiva di progetto, diminuzioni delle richieste di duttilità degli elementi della parte centrale e flessibile delle strutture. Lievi aumenti delle richieste medie di duttilità normalizzata sono evidenziate, a parità di eccentricità correttiva di progetto ed all'aumentare dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma, sul lato rigido delle strutture, particolarmente per valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate prossimi all'unità.

Le strutture torsio-rigide mostrano, tra le strutture asimmetriche, le maggiori differenze di comportamento all'aumentare dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma. A parità di eccentricità correttiva di progetto, si nota infatti, rispetto ad analisi di sistemi con eccitazione sismica unidirezionale, una maggiore richiesta di duttilità normalizzata del lato flessibile della struttura ed una diminuzione di quella del lato rigido.

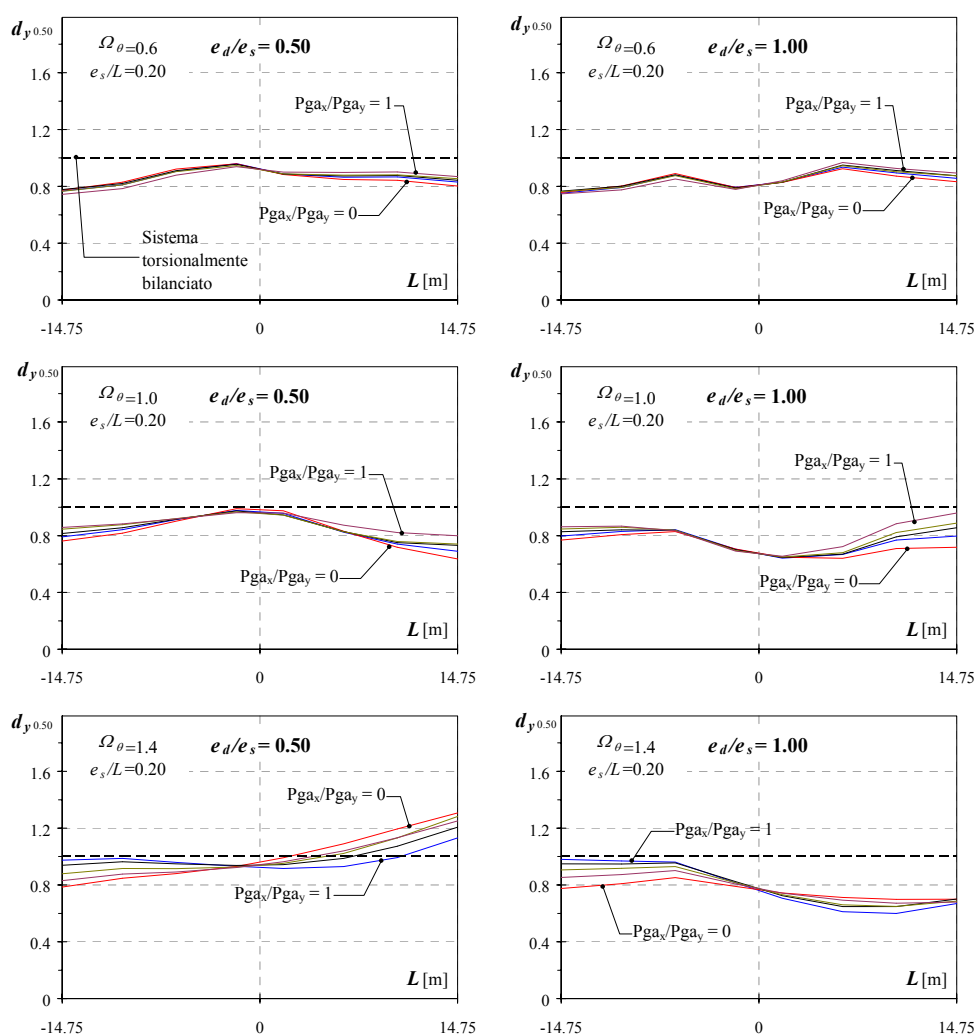


Fig. 7.2 Richiesta media di duttilità normalizzata in direzione longitudinale di modelli asimmetrici progettati con eccentricità correttiva al variare dell'intensità sismica della componente secondaria dell'eccitazione sismica (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

In sistemi torsio-rigidi la procedura di progetto proposta abbatta i valori medi della richiesta di duttilità normalizzata del lato rigido delle strutture ma non riesce avere un analogo effetto sul lato flessibile della struttura. Su tale lato, infatti, la procedura di progetto proposta non induce aumenti delle resistenze, non richiesti, d'altronde, nel caso di eccitazione sismica unidirezionale, dai minori valori assunti dalle richieste medie di duttilità normalizzata.

Analogamente a quanto effettuato con riferimento a strutture con eccitazione sismica unidirezionale, è successivamente calcolato il valore medio e la varianza della distribuzione dei trenta massimi valori di richiesta di duttilità normalizzata, ottenuti ciascuno con riferimento ad una determinata coppia di componenti del sisma ed indipendentemente dall'elemento oggetto della massima duttilità. La distribuzione delle massime richieste di duttilità normalizzata è simulata con una distribuzione fittizia gaussiana avente la stessa media e la stessa varianza dell'effettiva distribuzione.

Con riferimento a strutture asimmetriche caratterizzate da differenti valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, progettate in assenza di eccentricità correttiva, sono riportati in Fig. 7.3 i valori medi e caratteristici delle suddette distribuzioni di richieste di duttilità normalizzata, al variare dell'eccentricità strutturale.

Per strutture torsio-flessibili le differenze, al variare dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma, sono apprezzabili nel campo delle basse eccentricità strutturali con valori maggiori, sia per il valore medio che caratteristico, in corrispondenza di elevati valori dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma. Valori praticamente eguali sono invece riscontrati nel restante campo di valori dell'eccentricità strutturale esaminato.

Le strutture torsio-rigide sono invece influenzate più marcatamente dalla presenza della componente secondaria del sisma. In un campo di valori dell'eccentricità strutturale che si estende verso valori maggiori all'aumentare del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate, l'aumento dell'intensità sismica della componente secondaria determina valori maggiori della richiesta di duttilità normalizzata caratteristica. Il valore medio della richiesta di duttilità sembra invece ri-

sentire molto meno della variazione dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma.

In Fig. 7.4 sono invece mostrati i valori delle duttilità normalizzate di sistemi asimmetrici caratterizzati da diversi valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate e progettati con la procedura di progetto proposta. In sistemi torsio-flessibili con parametro Ω_θ compreso tra 0.6 e 0.8 le differenze tra sistemi sollecitati con eccitazione sismica unidirezionale e bidirezionale sono lievi particolarmente per valori elevati dell'eccentricità strutturale. Sistemi con rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate prossimo all'unità evidenziano invece notevoli incrementi dei valori medi e caratteristici delle richieste di duttilità normalizzata all'aumentare dell'intensità sismica della componente secondaria del sisma. Il beneficio ottenuto dall'applicazione della progettazione con i valori proposti dell'eccentricità correttiva va gradualmente perdendosi al crescere dell'intensità sismica della componente trasversale del sisma. Lievi modifiche dei valori medi e caratteristici delle richieste di duttilità normalizzata si riscontrano infine in sistemi torsio-rigidi con elevati valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate. In conclusione, valori medi e caratteristici delle richieste di duttilità longitudinale normalizzata, ritenuti ancora accettabili nell'intero campo di variazione dei parametri di progetto esaminati, sono ottenuti con riferimento a componenti secondarie caratterizzate da un'intensità sismica pari alla metà di quella delle componenti principali.

Aumenti degli spostamenti longitudinali normalizzati sono evidenziati, all'aumentare dell'intensità sismica della componente secondaria, in Fig. 7.5 ed in Fig. 7.6 relativamente a sistemi asimmetrici, progettati con e senza procedura proposta, caratterizzati da diversi valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate.

Come già ricordato per sistemi con eccentricità generalizzata sollecitati con eccitazione unidirezionale, i valori medi e caratteristici degli spostamenti longitudinali normalizzati non evidenziano rimarchevoli differenze tra sistemi progettati con e senza intervento dell'eccentricità correttiva. Unicamente lievi aumenti degli spostamenti normalizzati sono mostrati in sistemi progettati con la procedura di progetto proposta.

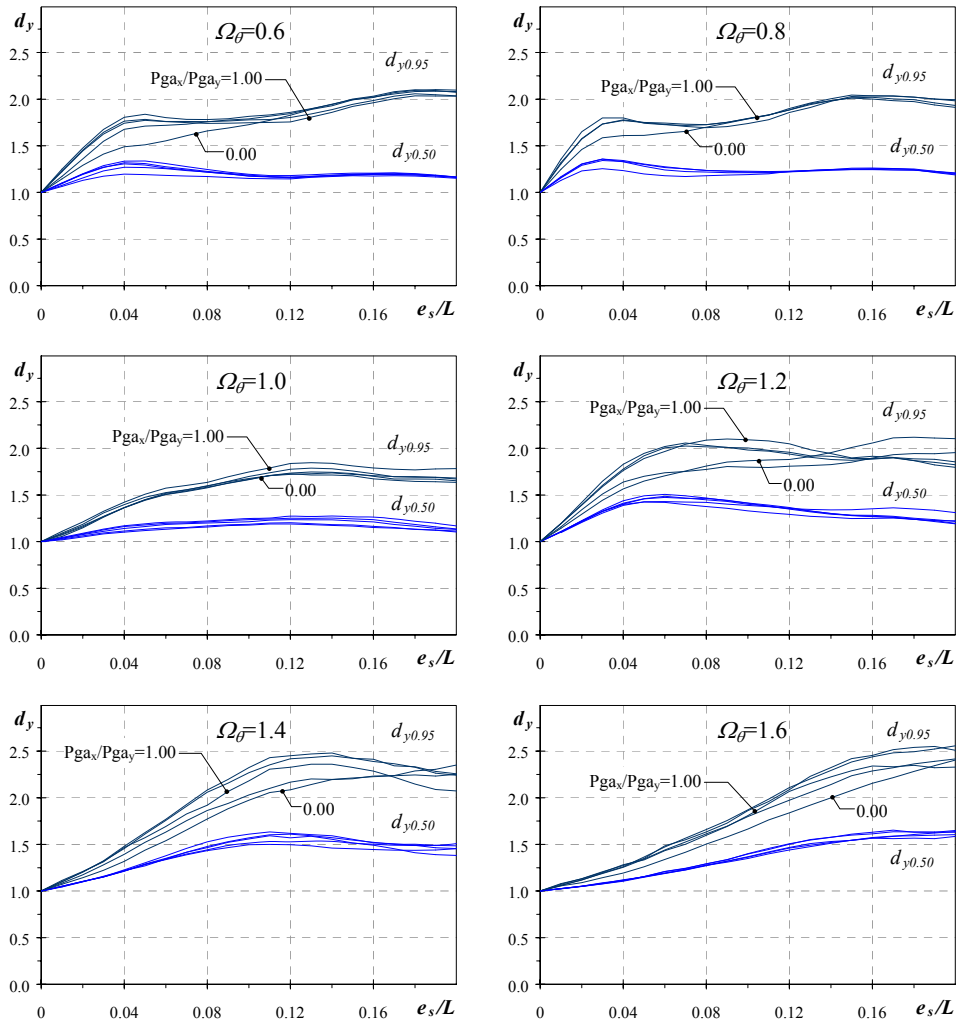


Fig. 7.3 Richiesta di duttilità normalizzata in direzione longitudinale di modelli asimmetrici progettati senza eccentricità correttiva al variare dell'intensità sismica della componente secondaria dell'eccitazione sismica (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ =variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

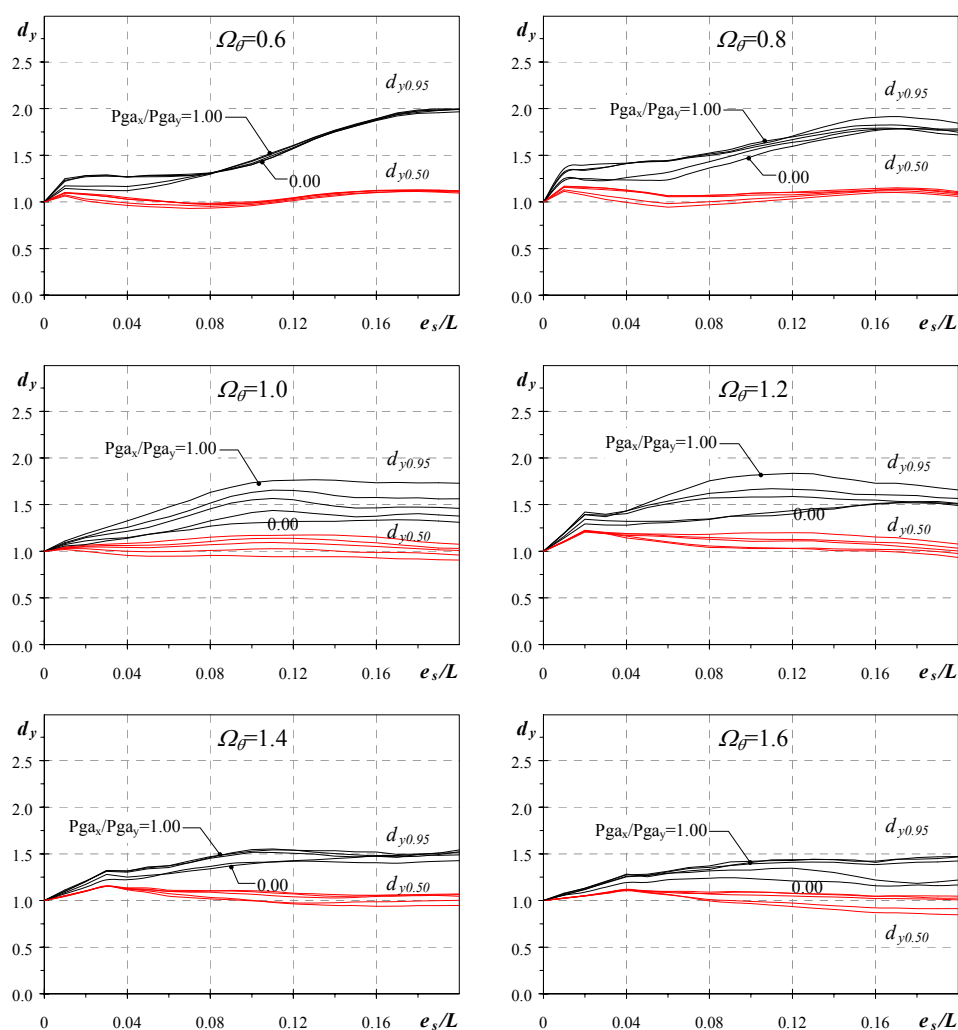


Fig. 7.4 Richiesta di duttilità normalizzata in direzione longitudinale di modelli asimmetrici progettati con i valori proposti di eccentricità correttiva al variare dell'intensità sismica della componente secondaria dell'eccitazione sismica (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

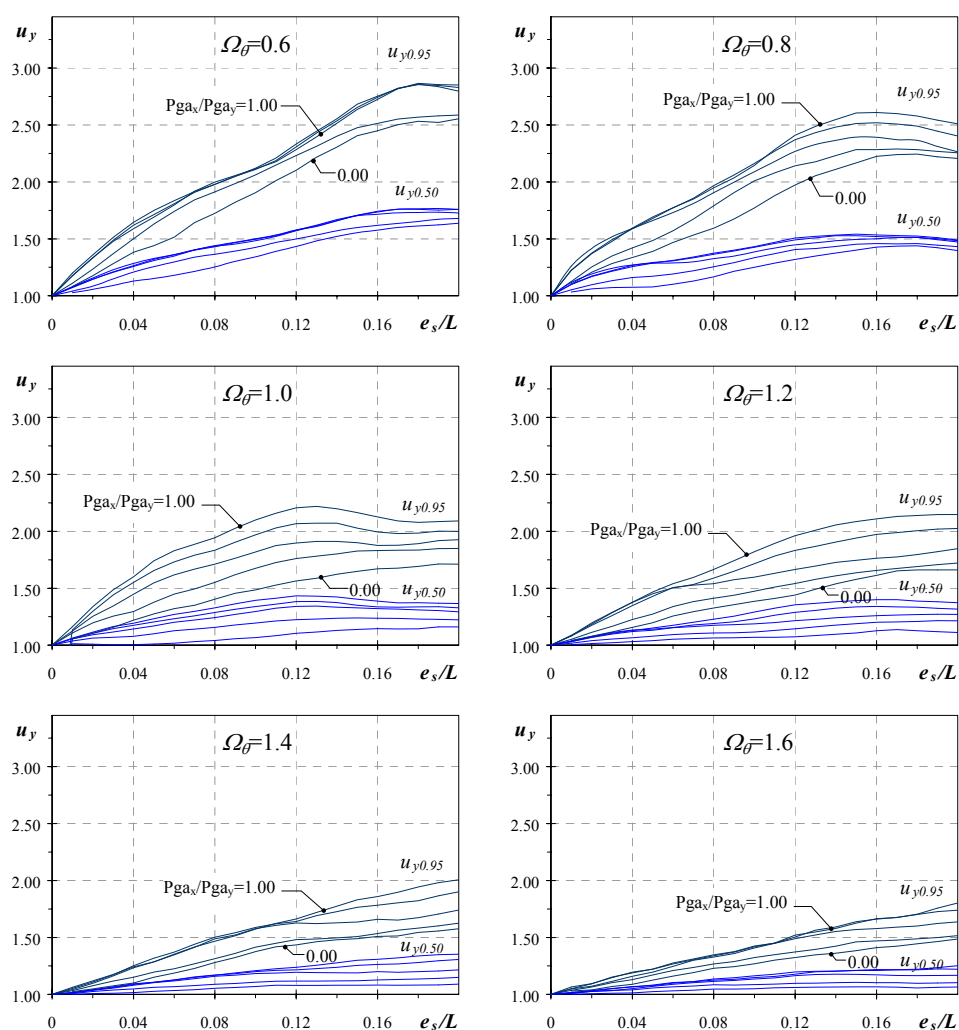


Fig. 7.5 Spostamenti normalizzati in direzione longitudinale di modelli asimmetrici progettati senza eccentricità correttiva al variare dell'intensità sismica della componente secondaria dell'eccitazione sismica (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

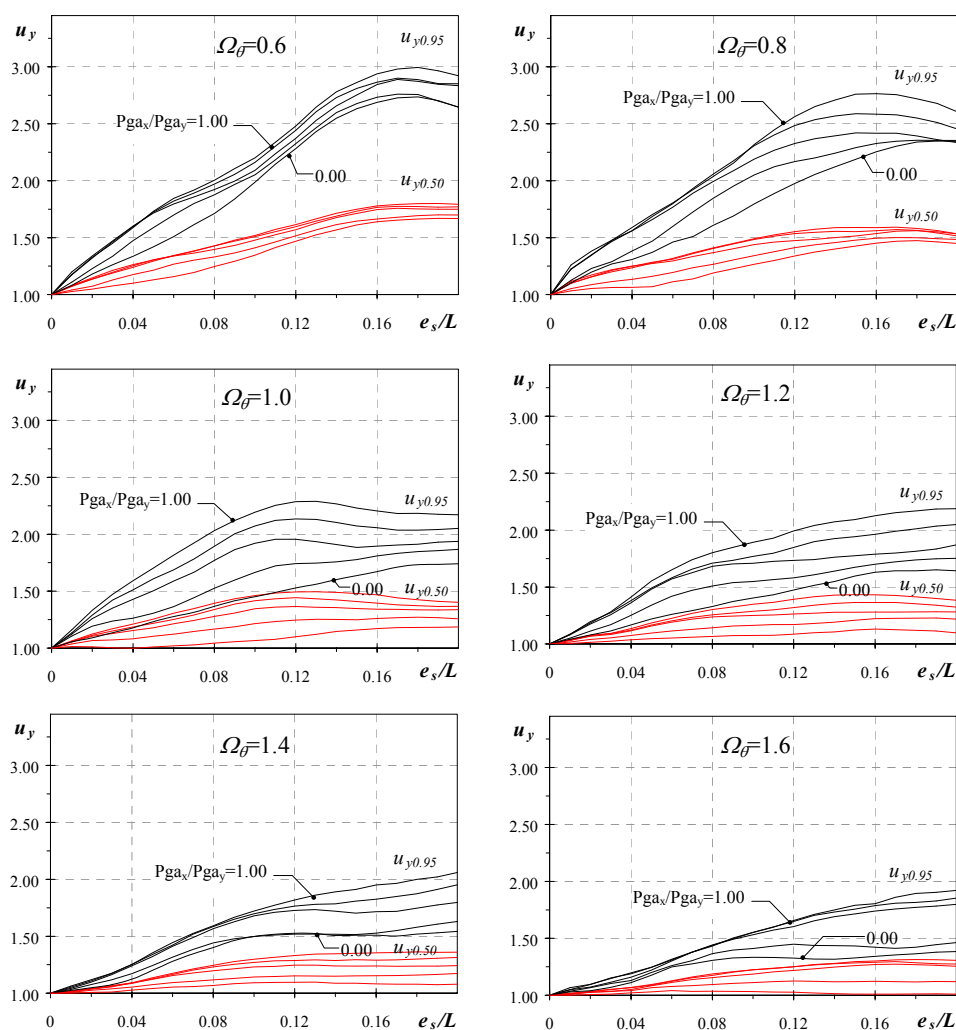


Fig. 7.6 Spostamenti normalizzati in direzione longitudinale di modelli asimmetrici progettati con eccentricità correttiva al variare dell'intensità sismica della componente secondaria dell'eccitazione sismica (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

Sono infine diagrammati, per i sistemi asimmetrici analizzati, i valori medi delle richieste di duttilità in direzione trasversale normalizzate rispetto a quelle dei corrispondenti sistemi bilanciati sollecitati da componente secondaria scalata ad un'accelerazione massima al suolo di 0.35 g (Fig. 7.7). All'aumentare dell'intensità sismica della componente secondaria, i valori medi delle richieste di duttilità trasversali normalizzate crescono con regolarità all'aumentare dell'eccentricità strutturale senza evidenziare differenze apprezzabili tra sistemi caratterizzati da diversi valori del rapporto tra frequenze torsionali e traslazionali disaccoppiate.

Valori delle richieste di duttilità trasversale normalizzata superiori all'unità occorrono unicamente in concomitanza di eccitazioni sismica con entrambe le componenti orizzontali di intensità eguale a 0.35 g. L'eventualità che la componente secondaria di un sisma di notevole intensità possa avere essa stessa il massimo valore d'intensità sismica previsto in fase di progetto sembra piuttosto improbabile o meglio caratterizzata da un periodo di ritorno molto maggiore di quello relativo all'occorrenza, prevista in fase di progetto, di un sisma di cui una sola componente abbia notevole intensità. Ciò induce a ritenere più che soddisfacenti i risultati ottenuti in termini di valori di richieste di duttilità trasversali normalizzate.

Recentemente invece era stata mostrata da alcuni autori⁴⁹ la preoccupazione che sistemi asimmetrici potessero esibire, in caso di eccitazione sismica bidirezionale, valori delle richieste di duttilità trasversali normalizzate superiori all'unità. Tali valori erano tuttavia riscontrati in sistemi progettati senza tenere conto, in fase di progetto, della contemporaneità di azione delle componenti orizzontali del sisma. In realtà, invece, l'accoppiamento del moto traslatorio trasversale e della rotazione d'impalcato prodotta dall'eccentricità strutturale in direzione longitudinale determina spostamenti differenti degli elementi trasversali. In ragione di ciò, si può sicuramente affermare che, da un lato, nella progettazione degli elementi resistenti, una progettazione strutturale che trascuri l'apporto allo stato deformativo dovuto all'azione di entrambe le componenti, contemporaneamente agenti, sembra a dir poco deficitaria e non coerente con l'effettivo comportamento strutturale, dall'altro, la

progettazione eseguita, per tutti gli elementi, con riferimento a componenti sismiche agenti separatamente e scalate ad accelerazioni al suolo di 0.35 g fornisce agli elementi trasversali resistenze sufficienti per la verifica sismica con componente principale scalata al valore massimo previsto e con componente secondaria di intensità inferiore a quella di progetto. Sarebbe piuttosto da investigare l'influenza sul comportamento strutturale di eccitazioni sismiche trasversali di intensità massima e componenti longitudinali di intensità minore ma non nulla.

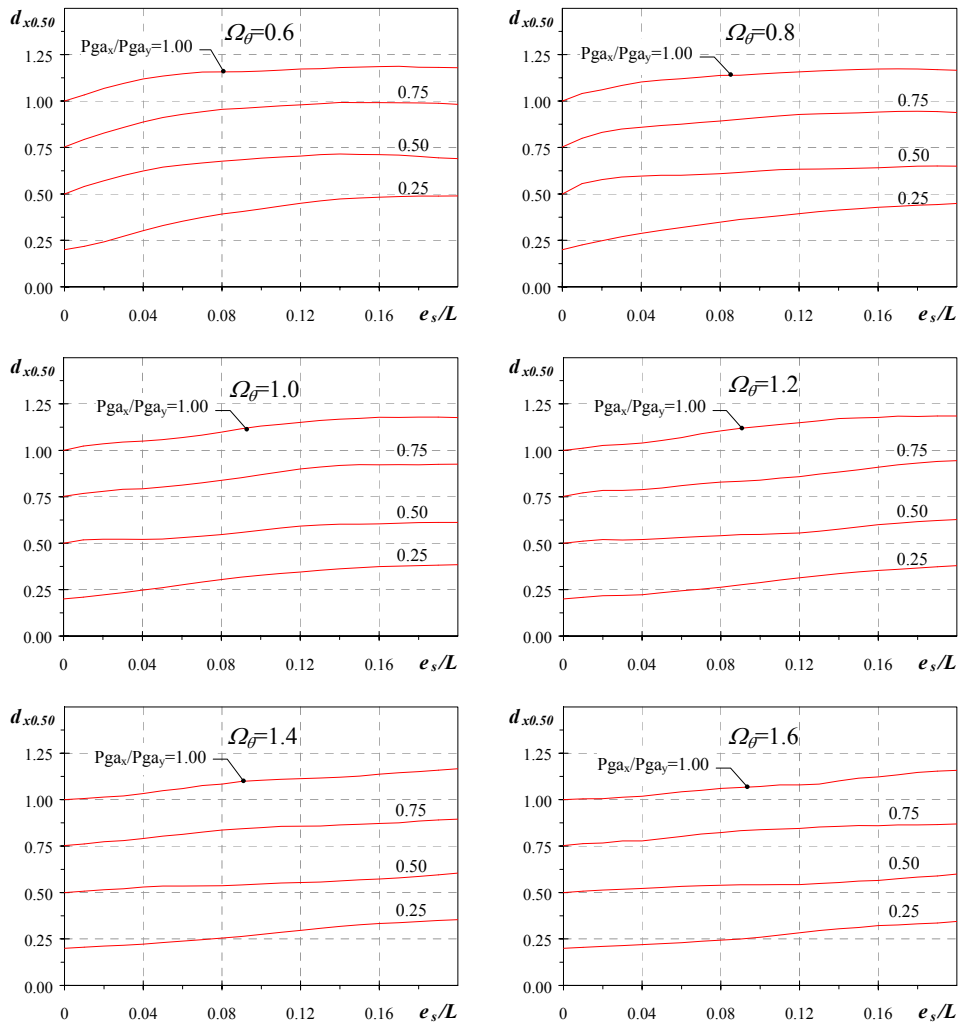


Fig. 7.7 Spostamenti normalizzati in direzione trasversale di modelli asimmetrici progettati con eccentricità correttiva al variare dell'intensità sismica della componente secondaria dell'eccitazione sismica (parametri di progetto: sistemi MES, Ω_θ = variabile, $T_y = 1$ s, $\gamma_x = 0.2$, $q = 5$)

Conclusioni

La procedura di progettazione proposta, che si basa su una duplice applicazione dell'analisi modale, consente di effettuare una progettazione strutturale degli edifici planimetricamente irregolari che verifica contemporaneamente criteri di progettazione differenti (stato limite ultimo e di esercizio) in occorrenza di terremoti di diverso periodo di ritorno. In presenza di terremoti di notevole intensità, la procedura proposta abbatte i valori medi e le dispersioni delle richieste di duttilità cinematica dei sistemi asimmetrici a valori prossimi a quelli dei corrispondenti sistemi torsionalmente bilanciati. Essa inoltre consente un comportamento elastico della struttura in occorrenza di sismi di modesta intensità.

La formulazione dell'eccentricità correttiva di progetto, che modifica la tradizionale applicazione dell'analisi modale, ha mostrato la propria affidabilità con riferimento a modelli asimmetrici sottoposti a sismi spettro-compatibili sia naturali che artificiali. Essa è stata verificata, in un primo tempo, con riferimento a modelli, sollecitati da eccitazione sismica unidirezionale, con eccentricità unicamente delle masse e delle rigidezze, poi, con riferimento a sistemi con eccentricità generalizzata ossia con eccentricità contemporanea delle masse e delle rigidezze rispetto al centro geometrico dell'impalcato. La resistenza degli elementi strutturali ha invece mostrato aumenti lievi, pienamente compatibili con il beneficio apportato dalla procedura di progettazione ai valori delle richieste di duttilità.

Un controllo dell'affidabilità della procedura proposta è stato infine effettuato su modelli monosimmetrici sottoposti ad eccitazione sismica bidirezionale caratterizzata da intensità crescenti della componente trasversale, parallela all'asse di simmetria del modello. I valori delle richieste di duttilità non hanno evidenziato sensibili variazioni rispetto al caso di eccitazione sismica unidirezionale, in presenza di componenti trasversali del sisma di intensità inferiore al 50-75% del valore di progetto.

Appendice A

CLASSIFICAZIONE DELLE CONDIZIONI DEL TERRENO

L'Eurocodice 8 considera l'influenza delle condizioni locali del terreno sull'azione sismica suddividendo i terreni in tre classi (A-B-C) descritti dai seguenti differenti profili stratigrafici:

- *classe A:*

roccia o altra formazione geologica caratterizzata da una velocità di propagazione delle onde di taglio pari ad almeno 800 m/s, includendo al massimo uno strato superficiale di materiale a più debole consistenza di 5 m

depositi compatti di sabbia, ghiaia o di argilla sovraconsolidata con spessori superiori a diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale incremento delle proprietà meccaniche con la profondità (e da valori della velocità di propagazione delle onde di taglio pari ad almeno 400 m/s ad una profondità di 10 m);

- *classe B:*

depositi profondi di sabbie mediamente addensate, ghiaie e argille mediamente rigide con spessori che vanno dalle diverse decine di metri alle molte centinaia, caratterizzati da valori minimi della velocità di propagazione delle onde di taglio che vanno da 200 m/s ad una profondità di 10 m fino a 350 m/s per profondità di 50 m;

- *classe C:*

depositi privi di coesione con o senza qualche morbido strato coesivo, caratterizzati da valori di propagazione delle onde di taglio sotto i 200 m/s nei primi 20 m;

depositi di terreni coesivi caratterizzati da rigidità basse/medie e con valori della velocità di propagazione delle onde di taglio sotto i 200 m/s nei primi 20 m

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELL'EUROCODICE 8

Lo spettro di risposta elastico $S_e(t)$ per il periodo di ritorno di riferimento è definito attraverso le seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(t) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \beta_0 - 1) \right] \quad (A.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(t) = a_g S \eta \beta_0 \quad (A.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(t) = a_g S \eta \beta_0 \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \quad (A.3)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(t) = a_g S \eta \beta_0 \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_1} \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_2} \quad (A.4)$$

dove:

- T periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un solo grado di libertà;
- a_g accelerazione di progetto al suolo per il periodo di ritorno di riferimento;
- β_0 massimo valore spettrale normalizzato assunto costante tra T_B e T_C ;
- T_B, T_C valori limiti dei periodi del campo dello spettro ad accelerazione costante;
- T_D minimo valore del periodo del tratto a spostamento costante delle spettro;
- k_1, k_2 esponenti che influenzano la forma dello spettro per periodi maggiori di T_C e T_D rispettivamente;
- S parametro del terreno con valore di riferimento uguale ad 1 per suolo di classe A;
- η fattore di correzione dello smorzamento con valore di riferimento uguale ad 1 per smorzamento viscoso del 5%

Per le classi del suolo A-B-C i valori dei parametri citati sono fissati attraverso la Tab. A.1.

Tab. A.1. Valori dei parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico

Classe terreno	S	β_0	k_1	k_2	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.0	2.5	1.0	2.0	0.10	0.40	3.0
B	1.0	2.5	1.0	2.0	0.15	0.60	3.0
C	0.9	2.5	1.0	2.0	0.20	0.80	3.0

I valori sono selezionati così che le ordinate dello spettro di risposta elastico abbiano una uniforme probabilità di essere superati su tutti i periodi (spettro a rischio uniforme) del 50%.

I valori del fattore di correzione dello smorzamento sono dati da:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{A.5})$$

dove ξ è il valore del rapporto di smorzamento viscoso della struttura espresso in percentuale.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI:

- 1 T. Shiga: "Torsional vibration of multi-storied buildings", *Proceedings of Fourth Conference on Earthquake Engineering*, Vol.2, pp.569-584, Auckland e Wellington, Nuova Zelanda, 1965
- 2 R. I. Skinner, D. W. C. Skinner e D. A. Laws: "Unbalanced buildings and buildings with lighthouses under earthquake forces", *Proceedings of Fourth Conference on Earthquake Engineering*, vol.2, pp. 586-602, Auckland e Wellington, Nuova Zelanda, 1965
- 3 C. L. Kan e A. K. Chopra: "Effects of torsional coupling on earthquake forces in buildings", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.103, N°ST4, Articolo 12876, pp.805-819, Aprile 1977
- 4 E. L. Wilson, A. Der Kiureghian e E. Bajo: "A replacement for the SRSS method in seismic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, pp.187-192, 1981
- 5 C. L. Kan e A. K. Chopra: "Elastic earthquake analysis of a class of torsionally coupled buildings", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.103, N°ST4, Articolo 12877, pp.821-838, Aprile 1977
- 6 R. Hejal e A. K. Chopra: "Earthquake response of torsionally-coupled buildings", *Report UCB/EERC-87/20*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- 7 A. Der Kiureghian: "A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, pp.419-435, 1981
- 8 Eurocodice 8: Design provisions for earthquake resistance of structures, *European Committee for Standardization*, ENV 1998-1-1/2/3
- 9 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, Consiglio nazionale delle ricerche - *Gruppo nazionale per la difesa dai terremoti* - Dicembre 1984
- 10 A. M. Chandler e G. L. Hutchinson: "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.15, pp. 491-516, 1987
- 11 R. Hejal e A. K. Chopra: "Lateral-torsional coupling in earthquake response of frame buildings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, pp.852-867, 1989

- 12 K. M. Dempsey e W. K. Tso: "Seismic torsional provisions for dynamic eccentricity", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, pp.275-289, 1980
- 13 F. P. Muller e E. Keintzel: "Approximate analysis of torsional effects in the new german seismic code DIN 4149", Proceedings of 6th European Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, pp.101-108, Dubrovnic 1978
- 14 A. Rutenberg: "Nonlinear response of asymmetric building structures and seismic codes: a state of art review", *European Earthquake Engineering*, Vol.2, pp.3-19, 1992
- 15 A. M. Chandler, X.-N. Duan e A. Rutenberg: "Seismic torsional response: assumptions, controversies and research progress", *European Earthquake Engineering*, Vol.1, pp.37-51, 1996
- 16 R. K. Goel e A. K. Chopra: "Inelastic seismic response of one-story, asymmetric-plan systems", *Report UCB/EERC-90/14*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- 17 A. S. Veletsos e W. P. Vann: "Response of ground-excited elastoplastic systems", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.97, n°ST4, pp.1257-1281, 1971
- 18 C. L. Kan e A. K. Chopra: "Torsional coupling and earthquake response of simple elastic and inelastic systems", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.107, n°ST8, pp.1569-1588, 1981
- 19 R. K. Goel e A. K. Chopra: "Inelastic seismic response of one-storey, asymmetric-plan systems: effects of stiffness and strength distribution", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, pp.949-970, 1990
- 20 R. K. Goel e A. K. Chopra: "Some aspects of inelastic earthquake response of one-story asymmetric-plan systems", Proceedings of *Fourth Conference on Earthquake Engineering*, Palm Spring, California, Maggio 1990
- 21 J. C. Correnza, G. L. Hutchinson e A. M. Chandler: "Effect of transverse load-resisting elements on inelastic earthquake response of eccentric-plan buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.23, pp.75-89, 1994

- 22 Y. Bozorgnia e W. K. Tso: "Inelastic earthquake response of asymmetric structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.112 n°2, pp.383-399, 1996
- 23 W. K. Tso e A. W. Sadek: "Inelastic seismic response of simple eccentric structures", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.13, pp. 255-269, 1985
- 24 W. K. Tso e Y. Hongshan: "Additional seismic inelastic deformation caused by structural asymmetry", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19, n°2, pp. 243-258, 1990
- 25 A. Ghersi, F. Laudani e P. P. Rossi: "Formulation of design eccentricity to reduce ductility demand in asymmetric buildings", *Proceedings of European Workshop on the seismic behaviour of asymmetric and set-back structures*, Anacapri, 4-5 Ottobre 1996
- 26 N. N. Ambraseys: "The prediction of earthquake peak ground acceleration in Europe", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, pp. 467-490, 1995
- 27 M. A. Ansary, F. Yamazaky e T. Katayama: "Statistical analysis of peaks and directivity of earthquake ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, pp. 1527-1539, 1995
- 28 H. Sucuoglu e A. Nurtug: "Earthquake ground motion characteristics and seismic energy dissipation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, pp. 1195-1213, 1995
- 29 A. Nurtug e H. Sucuoglu: "Prediction of seismic energy dissipation in SDOF systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, pp. 1215-1223, 1995
- 30 Applied Technology Council: "Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings"
- 31 Z. Rinaldi: "Individuazione delle caratteristiche spettrali di accelerogrammi naturali italiani e selezione di registrazioni compatibili con gli spettri di normativa", Ed. CUEN, 1997
- 32 ENEA-ENEL: "Commission for the study of seismic problems"
- 33 R. Berardi, G. Longhi e D. Rinaldis: "Qualification of the European strong-motion databank: influence of the accelerometric station"

- response and pre-processing techniques”, *European Earthquake Engineering*, Vol.2, pp.38–53, 1991
- 34 R. W. Clough e J. Penzien: “Dynamics of structures”, McGraw-Hill, 1993
 - 35 A. K. Chopra: “Dynamics of structures”, Prentice Hall, 1995
 - 36 W. Ledermann: “Handbook of Applicable Mathematics”, Vol.II: Probability, J. Wiley & Sons, 1984
 - 37 W. Ledermann “Handbook of Applicable Mathematics”, Vol.VI: Statistics, Part A, J. Wiley & Sons, 1984
 - 38 SIMQKE: A program for artificial motion generation, User’s manual and documentation, Department of Civil Engineering M.I.T., 1976
 - 39 D. A. Gasparini e E. H. Vanmarcke: “Simulated earthquake motion compatible with prescribed response spectra”, Department of Civil Engineering M.I.T., 1976
 - 40 A. Rutenberg, T.-I. Hsu e W. K. Tso: “Response spectrum techniques for asymmetric buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp.427-435, 1978
 - 41 C.-M. Uang: “An evaluation of two-level seismic design procedure”, *Earthquake Spectra*, Vol.9 n°1, pp.121-135, 1993
 - 42 R. K. Goel e A. K. Chopra : “Dual-level approach for seismic design of asymmetric-plan buildings”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120 n°1, pp. 161-179, 1994
 - 43 H. Hao : “Response of multiply supported rigid plate to spatially correlated seismic excitations”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, pp.821-838, 1991
 - 44 H. Hao: “Seismic response of asymmetric structures to multiple ground motions”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.121 n°11, pp. 1557-1564, 1995
 - 45 E. Cosenza, G. Manfredi e R. Ramasco: “The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, pp.855-868, 1993
 - 46 P. P. Rossi: “Risposta sismica di edifici asimmetrici con eccentricità generalizzata”, Atti 8° Convegno Nazionale Anidis “L’ingegneria sismica in Italia”, Taormina, 21-24 settembre 1997

- 47 C. M. Wong e W. K. Tso: "Inelastic seismic response of torsionally unbalanced systems designed using elastic dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.23, pp.777-798, 1994
- 48 W. K. Tso e C. M. Wong: "Seismic displacements of torsionally unbalanced buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp.1371-1387, 1995
- 49 M. De Stefano, G. Faella e R. Ramasco: "Response of code designed asymmetric systems under bidirectional ground motions", *Proceedings of European Workshop on the seismic behaviour of asymmetric and set-back structures*, Anacapri, 4-5 Ottobre 1996

BIBLIOGRAFIA NON RICHIAMATA NELLA TESI:

- 50 F. Maison, C. F. Neuss e K. Kasai: "The comparative performance of seismic response spectrum combination rules in building analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.11, pp.623-647, 1983
- 51 W. K. Tso e T. J. Zhu: "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions I: ductility demand", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.21, pp.609-627, 1992
- 52 T. J. Zhu e W. K. Tso: "Design of torsionally unbalanced structural systems based on code provisions II: strength distribution", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.21, pp.629-644, 1992
- 53 C. M. Wong e W. K. Tso: "Evaluation of seismic torsional provisions in uniform building code", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.121 n°10, pp. 1436-1442, 1995
- 54 R. K. Goel e A. K. Chopra: "Evaluation of seismic code provisions for asymmetric-plan systems", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992

- 55 J. C. De la Llera e A. K. Chopra: "Evaluation of code accidental-torsion provisions from buildings records", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120 n°2, 1994
- 56 A. K. Chopra e J. C. De la Llera: "Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings", *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, 1996
- 57 M. De Stefano e G. Faella: "Biaxial inelastic response of systems under bidirectional ground motions", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992
- 58 M. De Stefano, G. Faella e R. Ramasco: "Eccentricità delle azioni sismiche orizzontali negli edifici non simmetrici", *Ingegneria sismica*, Anno IV, n°1, 1987
- 59 M. De Stefano, G. Faella e R. Ramasco: "Inelastic response and design criteria of plan-wise asymmetric systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.22, pp.245-259, 1993
- 60 M. R. Maheri, A. M. Chandler e R. H. Bassett: "Coupled lateral-torsional behaviour of frame structures under earthquake loading", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.20, pp.61-85, 1991
- 61 A. M. Chandler e X. N. Duan: "Performance of asymmetric code-designed buildings for serviceability and ultimate limit states", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.26, pp.717-735, 1997
- 62 X. N. Duan A. e M. Chandler: "An optimized procedure for seismic design of torsionally unbalanced structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp.737-757, 1997
- 63 A. M. Chandler, J. C. Correnza e G. L. Hutchinson: "Period-dependent effect in seismic torsional response of code systems", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120 n°12, 1994
- 64 P. Faifar, Y. Jiang e M. Fishinger: "Comparison of modal analysis and equivalent lateral force procedure for seismic analysis of buildings", *European Earthquake Engineering*, Vol.2, 1988
- 65 A. Rutenberg, A. Benbenishiti e A. A. Pekau: "Nonlinear seismic behaviour of code-designed eccentric systems", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992

- 66 S. N. Economou e m. N. Fardis: "Probabilistic description and simulation of extreme bidirectional excitation in a structure's lifetime", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992
- 67 S. Sudo, K. Sera e T. Nishikawa: "Torsional response analyses of buildings subjected to bi-directional ground motions", *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, 1996
- 68 A. G. Ayala, O. Garcia e J. A. Escobar: "Evaluation of seismic design criteria for asymmetric buildings", *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*, 1992
- 69 R. D. Bertero: "Inelastic torsion for preliminary seismic design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.121 n°8, pp.1183-1189, 1994
- 70 A. K. Mittal e A. K. Jain: "Effective strength eccentricity concept for inelastic analysis of asymmetric structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp.69-84, 1995
- 71 J. Eibl e E. Keintzel: "The approximate analysis of torsional effect in Eurocode 8. Assumptions, comparative calculations and proposals for improvement",
- 72 A. M. Chandler, X. N. Duan e G. Hutchinson: "Eurocode 8 Static torsional provisions: assessment for serviceability and ultimate limit state design", *European Earthquake Engineering*, Vol.2, 1993
- 73 B. Calderoni, A. Ghersi e F. M. Mazzolani: "A new approach to the problem of in-plan regularity in seismic design of buildings", *Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna, 1994