

**ANIDIS - SSN: Commentario al D.M. 16.1.1996
e alla Circ. n.65/AA.GG. del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.**

**Cap. 9 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA
(par. C.6)
(Mauro Dolce)**

SOMMARIO

- 9.1. Generalità 9.3
- 9.2. Esame ragionato delle prescrizioni di norma 9.3
 - 9.2.1. Il metodo degli elementi finiti e la modellazione dinamica 9.5
 - 9.2.2. Modellazione delle azioni 9.7
 - 9.2.3. Analisi statica 9.8
 - 9.2.4. Analisi dinamica 9.13
 - 9.2.5. Modellazione della struttura 9.15
 - 9.2.6. Controllo di correttezza dell'analisi strutturale 9.30
 - 9.2.7. Verifiche 9.34
- 9.3. Commenti e miglioramenti possibili 9.35
 - 9.3.1. Analisi strutturale 9.35
 - 9.3.2. Verifiche di sicurezza 9.37
- 9.4. Esempi di applicazione 9.41
- 9.5. Conclusioni 9.51
- 9.6. Bibliografia 9.53

Cap. 9 - EDIFICI CON STRUTTURA INTELAIATA (par. C.6) (Mauro Dolce)

9.1. GENERALITA'

Il punto C.6 del D.M. 16.1.96 (29) tratta essenzialmente delle modalità di esecuzione delle analisi strutturali (C.6.1 e C.6.2) e delle verifiche di sicurezza (C.6.3) degli edifici intelaiati. Allo stesso C.6 fa riferimento il punto C.7, relativo agli edifici con struttura a pannelli portanti, per ciò che riguarda analisi e verifiche di sicurezza. In termini generali, le problematiche dell'analisi strutturale e delle verifiche di sicurezza sono trattate nel cap. B della normativa e nel cap. 2 del presente testo. Ad essi pertanto si rinvia per le prescrizioni ed i relativi commenti di carattere generale. Il punto C.6.4 del D.M., invece, prescrive i provvedimenti da adottare nel caso che i pannelli murari di tamponatura abbiano dimensioni eccessive rispetto alle loro capacità portanti. Il ruolo svolto dai pannelli murari di tamponatura inseriti nelle maglie strutturali degli edifici intelaiati, ruolo evidenziato nel punto par. B.1 della circolare, viene esaminato in dettaglio nell'allegato 2 della stessa circolare con riferimento all'adeguamento sismico. In particolare vengono trattati sia la modellazione sia le verifiche di sicurezza dei pannelli murari. Il punto C.6.5, infine, rimanda, a esaurimento delle problematiche di progettazione e verifica, ai punti A.2 e B.10 per tutto ciò che riguarda le fondazioni.

Nel presente capitolo si dedicherà una particolare attenzione agli aspetti relativi alla modellazione e all'analisi degli edifici intelaiati, privilegiando ove necessario le strutture in c.a., tipologia di gran lunga più numerosa in Italia. La trattazione sarà ben più estesa e dettagliata di quanto un commento alle scarse prescrizioni contenute nel D.M. richiederebbe, ritenendo tali aspetti di particolare importanza ai fini del buon comportamento sismico dell'edificio. Si prenderanno pertanto in esame tutti quegli aspetti operativi connessi con l'utilizzazione dei moderni programmi di calcolo strutturale agli elementi finiti, che implicano scelte importanti da parte del progettista, tali da condizionare la qualità dell'intero ciclo progettuale.

Per le parti concernenti le verifiche di sicurezza si cercherà di evidenziare in cosa si traducono per gli edifici intelaiati le prescrizioni generali contenute nei punti B.8 e B.9 del D.M.

9.2. ESAME RAGIONATO DELLE PRESCRIZIONI DI NORMA

Il primo passo nelle procedure di valutazione della sicurezza di un edificio consiste nella quantizzazione degli effetti del terremoto di progetto sulla struttura. Tali effetti risultano estremamente complessi e perciò difficilmente valutabili con i modelli di calcolo, operanti in campo elastico lineare, alla portata del normale professionista. Per questo tutte le normative sismiche (30) permettono di far riferimento a "spettri di progetto", ossia spettri di risposta ridotti rispetto allo spettro elastico del terremoto di progetto (v. cap. 2), e di effettuare le verifiche di sicurezza quasi esclusivamente in termini di sollecitazioni, tensioni e spostamenti valutati con modelli operanti in campo elastico-lineare. La garanzia di un'adeguata sicurezza al collasso è affidata alla capacità di deformazione in campo anelastico della struttura, capacità assicurata dal rispetto di apposite prescrizioni sui dettagli costruttivi. Nel caso delle norme italiane, le prescrizioni sui dettagli costruttivi sono contenute nell'allegato 1 della circolare ministeriale (v. cap. 8).

La possibilità di far riferimento ad azioni sismiche ridotte, e dunque unicamente al comportamento elastico della struttura, introduce, al di là di qualsiasi considerazione sulla convenzionalità del modo di operare, una drastica semplificazione nelle modalità di determinazione degli effetti del terremoto. Le grandezze da determinare, infatti, sono le semplici e ben note componenti di sollecitazione o di tensione e gli spostamenti, mentre i modelli utilizzabili sono i modelli elastici lineari, verso i quali l'ingegnere ha ormai sviluppato una notevole confidenza e sensibilità. Parimenti le verifiche si svolgono secondo le normali procedure basate sul metodo agli stati limite o

sul metodo alle tensioni ammissibili, senza la necessità di verificare le capacità deformative in campo anelastico (duttilità) degli elementi o delle relative sezioni.

Una trattazione dettagliata dell'analisi strutturale nel presente capitolo sarebbe superflua se i modelli elastici utilizzabili ed utilizzati oggi per la progettazione antisismica degli edifici fossero gli stessi adottati fino a 10 o 20 anni fa (telai piani, telai parziali di piano, modelli a trasversi rigidi, etc.), ma la tendenza attuale, giustificata dal recente incredibile sviluppo degli strumenti di calcolo, di adottare modelli sempre più complessi ed automatizzati, rende particolarmente delicato questo aspetto e meritevole di una trattazione attenta e dettagliata.

Il comportamento dinamico degli edifici soggetti al sisma è estremamente complesso anche in campo elastico-lineare. Raramente, infatti, gli edifici rispettano quei requisiti di compattezza in pianta e in elevazione e di simmetria globale, che rendono prevedibili e simulabili con analisi statiche su modelli piani gli effetti dinamici indotti dall'azione sismica. Il più delle volte è invece necessario il ricorso a modelli tridimensionali e ad analisi dinamiche, utilizzando metodologie che sicuramente non fanno parte del tradizionale bagaglio culturale dell'ingegnere. Il miglioramento che si può conseguire con l'adozione di modelli tridimensionali e di analisi dinamiche è legato alla possibilità di eliminare o ridurre alcune tipiche "patologie" manifestate dagli edifici durante i passati terremoti, ed in particolare quelle legate alla presenza di irregolarità planimetriche ed altimetriche della struttura, alla disomogenea distribuzione delle rigidità e delle resistenze, agli effetti locali e globali prodotti dagli elementi non strutturali, alla presenza di travi a ginocchio e di elementi inclinati.

Le potenzialità di calcolo, e dunque la libertà di modellazione, sono state modificate radicalmente dalle possibilità offerte dai calcolatori, ed in particolare, per ciò che riguarda l'attività professionale, dai Personal Computer. Lo sviluppo del metodo degli elementi finiti e dei relativi programmi, accessibili, sia per costi che per facilità d'uso, al normale professionista, fornisce potenzialità di modellazione e analisi che sempre più trovano il loro limite nelle capacità dell'ingegnere di governare il modello ed i relativi risultati, piuttosto che nelle capacità di calcolo del sistema. In precedenza, la necessità di effettuare i calcoli manualmente spingeva a ridurre al massimo la mole, con tendenza all'estrema semplificazione del modello; tale semplificazione seguiva regole elementari ampiamente collaudate da una vasta casistica, per cui il margine d'errore sulla modellazione e sul calcolo era sufficientemente basso e facilmente controllabile mediante la sola interpretazione dei risultati.

Ovviamente i modelli rudimentali che si utilizzavano implicavano errori talvolta grossolani sull'intera procedura. Tipici esempi sono l'adozione generalizzata dell'ipotesi di trasversi rigidi, l'eliminazione dal modello di calcolo delle aste inclinate ed in particolare delle travi a ginocchio, la cattiva valutazione o addirittura la totale negligenza degli effetti tridimensionali, l'adozione dell'analisi statica anche per strutture estremamente irregolari o con periodi elevati.

Occorre peraltro evidenziare come l'incalzante offerta di prodotti software in grado di eliminare qualsiasi problema di impostazione e di interpretazione del calcolo è il più delle volte inadeguata alla complessità del problema in esame e fornisce spesso soluzioni carenti se non addirittura errate sia a livello globale che a livello di dettaglio. Tali programmi, infatti, spesso operano su di un modello bloccato, che da un lato condiziona la libertà dell'ingegnere nelle sue scelte progettuali, dall'altro spinge a modellazioni inadeguate nel momento in cui il comportamento della struttura non è simulabile correttamente con il modello disponibile.

Nella modellazione di una struttura soggetta all'azione sismica si possono distinguere due aspetti, il primo riguardante l'azione, in relazione al tipo di analisi adottata (statica o dinamica), il secondo riguardante la struttura. Per quest'ultimo aspetto è opportuno distinguere le due fasi, ben illustrate nelle Istruzioni C.N.R. 10024/86, di modellazione fisica e di modellazione matematica. Nella prima si individuano gli elementi e le caratteristiche che influenzano in maniera significativa il comportamento sismico della struttura, eliminando tutti gli elementi costruttivi e le caratteristiche che appaiono superflui ai fini della valutazione degli effetti sismici. Nella seconda si definiscono il tipo di elementi finiti utilizzati per riprodurre il comportamento dei singoli componenti strutturali ed la discretizzazione adottata. Sebbene il D.M. presti attenzione quasi unicamente alla modellazione dell'azione, la delicatezza del processo di modellazione della struttura e le conseguenze che esso può avere in termini di correttezza dei risultati suggeriscono di trattare nel dettaglio entrambi gli aspetti.

Il processo di semplificazione della realtà per arrivare alla sua descrizione mediante un modello matematico richiede una conoscenza almeno sommaria del metodo degli elementi finiti, che è alla base dei programmi di calcolo disponibili, e dei principi fondamentali della dinamica delle strutture. Per un approfondimento di tali concetti il lettore può far riferimento ai numerosi testi sul metodo degli elementi finiti (3, 4, 9, 12, 13) e sulla dinamica delle strutture (1, 6, 14, 16). Nel seguito si riportano quei cenni indispensabili per la comprensione del presente testo e di alcune prescrizioni di normativa.

9.2.1. IL METODO DEGLI ELEMENTI FINITI E LA MODELLAZIONE DINAMICA

Il metodo degli elementi finiti modella la struttura mediante una rete di punti significativi, i nodi, collegati da parti strutturali di dimensioni finite, gli elementi finiti. La legge di variazione degli spostamenti all'interno dell'elemento dipende dal tipo di elemento, risultando funzione dei soli spostamenti, detti gradi di libertà, dei nodi che esso connette, e, lungo ciascun lato del contorno, dei soli gradi di libertà dei nodi giacenti su quel lato.

Tutte le sollecitazioni e le tensioni sono perciò esprimibili, tramite le relazioni costitutive del materiale, in funzione degli spostamenti nodali, che rappresentano le uniche incognite del problema. La struttura può dunque essere vista come un insieme complesso di parti semplici (gli elementi finiti). Di tali parti si modella, una volta per tutte, il comportamento meccanico in termini matematici, così da lasciare all'analista il solo onere della suddivisione (discretizzazione) della struttura continua reale in elementi finiti, mentre il programma di calcolo svolge l'intera trattazione matematica del problema.

Lo stato tensionale interno di un elemento è condizionato solo da alcuni dei gradi di libertà dei nodi che esso collega, e, di converso, solo tali gradi di libertà sono collegati all'elemento stesso. Ad esempio per un elemento lastra giacente nel piano X-Y, solo gli spostamenti secondo X e Y influenzano lo stato tensionale dell'elemento e sono al loro volta collegati ad esso (Fig. 9.1). Se i restanti gradi di libertà non vengono bloccati o non sono collegati ad altri elementi, la struttura risulterà labile ed il programma abortirà o fornirà risultati clamorosamente inesatti.

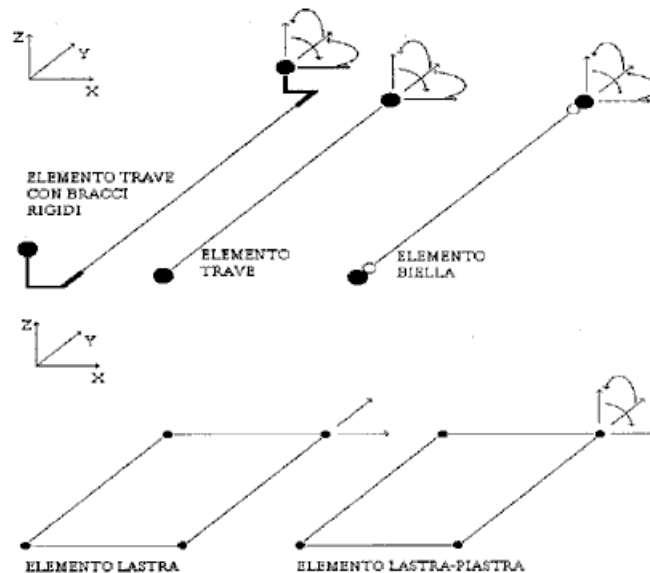


Fig. 9.1 - Tipi di elementi finiti utilizzati nella modellazione degli edifici.

Nel calcolo degli edifici in c.a. gli elementi finiti di uso più frequente sono gli elementi trave. Essi permettono di modellare con buona accuratezza oltre che i telai, anche le pareti, i nuclei ascensore e, almeno ai fini della valutazione del comportamento globale, i pannelli di tamponatura e i solai. Talvolta, per gli elementi a prevalente sviluppo piano (solai, pareti), è preferibile ricorrere ad elementi lastra o lastra-piastra; infine la disponibilità di

elementi rigidi, che vincolano rigidamente i gradi di libertà di due o più nodi, e di elementi biella, dotati di cerniere alle estremità, può determinare una maggiore semplicità e chiarezza di modellazione, ma non risulta, in generale, indispensabile. In Fig. 9.1 sono illustrati gli elementi finiti di uso più comune nella modellazione degli edifici ed i gradi di libertà che essi connettono.

Il terremoto determina un rapido movimento del terreno su cui la struttura è fondata, inducendo in essa delle accelerazioni che generano importanti forze d'inerzia applicate alle masse dell'edificio. Sebbene tradizionalmente l'azione sismica venga rappresentata in termini di forze statiche equivalenti, il comportamento reale è invece governato da fenomeni dinamici, il cui studio può essere condotto con modelli a diversi livelli di dettaglio.

La maniera più semplice di studiare il comportamento dinamico di una struttura è basato su modelli ad un grado di libertà, in cui le forze d'inerzia ed il moto sono descritti attraverso un solo parametro (spostamento o rotazione). In Fig. 9.2 sono mostrati alcuni tipici sistemi a un grado di libertà.

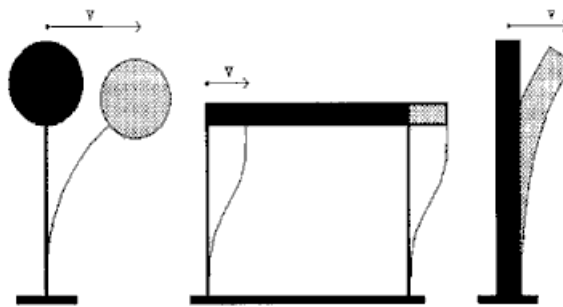


Fig. 9.2 - Sistemi ad un grado di libertà

Le grandezze caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà soggetto all'azione sismica sono la massa m , la rigidità k , la costante di smorzamento (nell'ipotesi di smorzamento viscoso lineare) c , e lo spostamento v . Il moto è governato da un'equazione differenziale ottenibile imponendo l'equilibrio dinamico delle forze, ivi compresa la forza d'inerzia:

$$m \cdot d^2v(t)/dt^2 + c \cdot dv(t)/dt + k \cdot v(t) = -m^* \cdot d^2v_g(t)/dt^2$$

in cui $v_g(t)$ è lo spostamento del terreno prodotto dal terremoto. Nel caso di oscillatore elementare la massa è tutta concentrata e risulta $m^* = m$.

Dividendo per m si ottiene:

$$d^2v(t)/dt^2 + 2\xi\omega \cdot dv(t)/dt + \omega^2 \cdot v(t) = -\Pi \cdot d^2v_g(t)/dt^2$$

in cui :

$$\omega = \text{pulsazione} = 2\pi / T$$

T = periodo di vibrazione del sistema

ξ = rapporto di smorzamento rispetto allo smorzamento critico

Π = coefficiente di partecipazione = 1.

Nota istante per istante l'accelerazione del suolo è possibile per via numerica conoscere spostamenti, velocità, accelerazioni, e dunque le forze e le sollecitazioni che nascono nella struttura.

Spesso è impossibile rappresentare correttamente il comportamento degli edifici multipiano mediante sistemi ad un solo grado di libertà, risultando necessario il ricorso ad un modello a più gradi di libertà (Fig. 9.3).

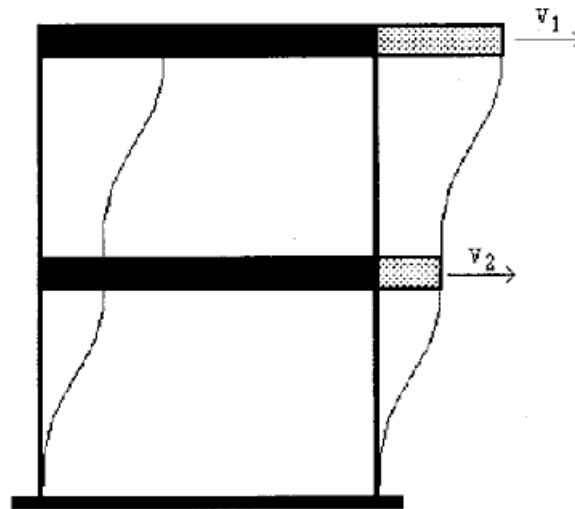


Fig. 9.3 - Sistema a due gradi di libertà.

Le equazioni del moto di un generico sistema a più gradi di libertà a comportamento elastico lineare soggetto ad azioni dinamiche assumono la forma [10]:

$$\mathbf{M} \cdot d^2\mathbf{v}(t)/dt^2 + \mathbf{C} \cdot d\mathbf{v}(t)/dt + \mathbf{K} \cdot \mathbf{v}(t) = \mathbf{f}(t)$$

in cui \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} sono le matrici di massa, smorzamento viscoso e rigidezza, rispettivamente, \mathbf{v} è il vettore degli spostamenti dei nodi, ed \mathbf{f} è il vettore delle azioni esterne. Le dimensioni delle matrici e dei vettori sono pari al numero dei gradi di libertà assunti per la schematizzazione cinematica dell'intera struttura. L'espressione del vettore \mathbf{f} e/o le modalità di soluzione del problema dipendono dalla schematizzazione delle azioni, le espressioni di \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} dipendono dalle schematizzazioni della massa, dello smorzamento e della rigidezza, rispettivamente.

La soluzione del sistema di equazioni differenziali mostra come il moto dei sistemi a più gradi di libertà sia una combinazione lineare di alcune forme prefissate, dipendenti esclusivamente dalle caratteristiche dinamiche del sistema. A ciascuna forma corrisponde un preciso periodo di vibrazione. La forma ed il periodo definiscono il "modo di vibrazione". Ciascun modo può essere studiato come un sistema ad un grado di libertà, in quanto il suo movimento è descrivibile mediante un unico parametro (l'ampiezza del movimento). In termini matematici l'operazione di determinazione dei modi di vibrazione è un problema di autovalori ed autovettori del sistema di equazioni differenziali che governano il moto della struttura. In generale, per le strutture di edifici soggette ad azioni sismiche ai primi 10-20 modi sono associate le forze d'inerzia di maggiore entità.

9.2.2. MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Tradizionalmente l'azione sismica è modellata mediante un sistema di forze statiche orizzontali tendenti a riprodurre il sistema di forze d'inerzia massime applicate alle masse strutturali per effetto delle accelerazioni indotte dal moto del terreno alla base della costruzione.

Da un punto di vista matematico il problema è espresso dal sistema di equazioni:

$$\mathbf{K} \mathbf{v} = \mathbf{f}_s$$

in cui, con la notazione già utilizzata in precedenza, nel vettore dei termini noti \mathbf{f}_s sono contenute le forze d'inerzia applicate alla struttura. È questa la formulazione dell'analisi statica così come prescritta al punto C.6.1 della normativa, che verrà dettagliatamente esaminata nel seguito.

In particolari situazioni le forze di inerzia non sono facilmente e direttamente esplicitabili. Tali situazioni sono individuate dal D.M., al punto C.6.1.1, nei casi in cui il periodo proprio (ossia quello relativo al primo modo di

vibrazione) sia molto elevato ($T_0 > 1.4$ sec.) e/o l'edificio abbia configurazione irregolare. Nel primo caso l'influenza dei modi superiori non è trascurabile, nel secondo caso la distribuzione delle accelerazioni lungo l'altezza o la ripartizione delle forze tra i vari telai piani risulta complessa e non facilmente schematizzabile. In tali situazioni la normativa prescrive l'adozione di una modellazione dinamica.

Le modellazioni dinamiche sono quelle che valutano in maniera qualitativamente e quantitativamente corretta le forze d'inerzia che insorgono in una struttura elastica. Da un punto di vista matematico il problema è espresso dalla seguente equazione:

$$\mathbf{M} \, d^2\mathbf{v}(t)/dt^2 + \mathbf{C} \, d\mathbf{v}(t)/dt + \mathbf{K} \, \mathbf{v}(t) = \mathbf{f}(t)$$

in cui gli effetti dinamici sono direttamente messi in conto attraverso i primi due addendi, mentre il vettore dei termini noti $\mathbf{f}(t)$ esprime direttamente l'effetto del moto del terreno sulle masse strutturali ed è pari a:

$$\mathbf{f}(t) = -\mathbf{MR} \, d^2\mathbf{v}_g(t)/dt^2$$

dove $d^2\mathbf{v}_g(t)/dt^2$ è il vettore contenente le componenti di accelerazioni del terreno ed \mathbf{R} è la matrice di trascinamento.

La rappresentazione dell'azione sismica per i problemi progettuali, e dunque le modalità di soluzione del problema dinamico, sono essenzialmente due:

- mediante accelerogrammi, che descrivono istante per istante le accelerazioni del terreno $d^2\mathbf{v}_g(t)/dt^2$;
- mediante spettro di risposta (o spettro di progetto), che fornisce la risposta massima di un oscillatore elementare noto il periodo proprio e lo smorzamento.

La scelta tra le diverse schematizzazioni dell'azione sismica risulta sostanzialmente condizionata dall'accuratezza desiderata per la soluzione, dal tipo di informazioni disponibili e di quelle che si vogliono ottenere, e dall'onerosità dei calcoli.

In generale la prima rappresentazione è relativa ad un singolo terremoto. Essa risulta pertanto di scarso interesse progettuale, considerato che differenti terremoti anche nello stesso sito hanno caratteristiche diverse e danno luogo a risposte strutturali diverse. A questo inconveniente si può peraltro ovviare, come prescritto dai regolamenti che ammettono esplicitamente questo tipo di modellazione (17, 28), considerando più di un accelerogramma. Ciò ovviamente comporta un ancora maggior onere dei calcoli. La possibilità di eseguire analisi dinamiche al passo con accelerogrammi è vagamente richiamata al punto B.1 del D.M., dove si lascia la possibilità di eseguire "analisi più approfondite basate su un'opportuna e motivata scelta di un terremoto di progetto e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e su risultati sperimentali chiaramente comprovati", senza però fornire indicazioni e regole (n. e tipo di accelerogrammi, durata, contenuto in frequenze, etc.) per l'adozione di questa complicata procedura.

La seconda rappresentazione può riferirsi ad un singolo terremoto, o, in forma di inviluppo o di media statistica, ad un insieme di terremoti. Si può in tal modo, con un unico spettro tener conto della variabilità dell'azione e semplificare drasticamente le modalità di calcolo. Per questo motivo e per la sua relativa semplicità di applicazione sia il D.M. che altre normative (17, 28, 29), privilegiano questo tipo di rappresentazione. In particolare il D.M. definisce con il termine "Analisi dinamica" al punto C.6.2. proprio l'analisi modale con spettro, individuando in tale metodo la procedura standard di esecuzione dell'analisi dinamica.

9.2.3. ANALISI STATICA

L'analisi statica consiste essenzialmente di due passi:

- 1) valutazione approssimata delle forze d'inerzia che nascono nella struttura per effetto dell'azione sismica;
- 2) applicazione statica di tali forze sulla struttura per il calcolo degli effetti (sollecitazioni e spostamenti).

I maggiori effetti dell'azione sismica orizzontale sono legati ai primi due o tre modi di vibrare. In particolare se il singolo modo ha spostamenti secondo una direzione di gran lunga prevalenti su quelli secondo la direzione ortogonale, tale modo descrive in maniera sufficientemente esauriente l'effetto del sisma in quella direzione. Se si riesce a valutare, anche in maniera approssimata, la sua forma, sarà possibile determinare le forze statiche equivalenti, essendo queste proporzionali all'entità delle masse e delle accelerazioni che tali masse subiscono.

La valutazione approssimata delle prime forme modali può essere eseguita attraverso semplici algoritmi che si rifanno essenzialmente alle formulazioni di Rayleigh-Ritz (6). Tuttavia, partendo dall'osservazione che la forma del primo modo di categorie di strutture sufficientemente standardizzate e regolari varia di poco, e che gli errori sulle sollecitazioni connessi ad errori sulla distribuzione in altezza delle forze equivalenti sono di entità relativamente modesta, la forma del primo modo può essere preassegnata secondo una configurazione semplificata e intermedia tra quelle che il primo modo assume al variare dei parametri strutturali della tipologia considerata. Quest'ultima procedura appare particolarmente adatta agli edifici, o almeno a quelli privi di forti irregolarità.

Gli edifici, infatti, sono dotati di strutture a prevalente sviluppo verticale con orizzontamenti rigidi nel loro piano. Soggetto all'azione del sisma, l'edificio manifesta un comportamento d'insieme a mensola verticale, con deformabilità prevalente a flessione oppure a taglio (Fig. 4), in relazione al prevalere della rigidità degli elementi strutturali verticali (pilastri, pareti) od orizzontali (travi). Se sono soddisfatte le condizioni di regolarità in pianta ed in elevazione la forma del primo modo in ciascuna direzione può essere assunta, con errori trascurabili, di tipo lineare, ossia intermedia tra le due deformate tipiche. Irregolarità in elevazione, quali brusche variazioni di rigidità o di massa, possono invece determinare deviazioni anche consistenti dalle forme di Fig. 9.4

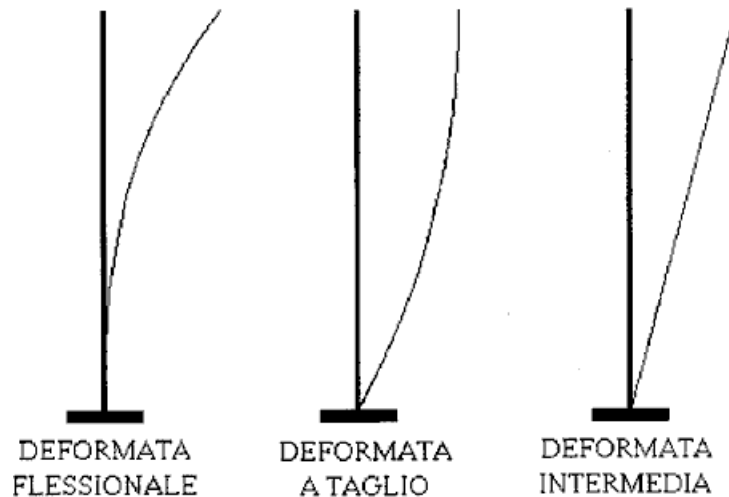


Fig. 9.4 - Tipiche forme del 1° modo di vibrare

Il D.M. limita l'applicabilità dell'analisi statica in relazione alle caratteristiche di regolarità strutturale. Infatti, in caso di forti irregolarità, l'adozione dell'analisi statica produrrebbe solamente una generica capacità di resistere a forze orizzontali e non una specifica resistenza alle azioni sismiche. Nell'evenienza di terremoti violenti, che producono considerevoli escursioni in campo plastico, sottostime o sovrastime incontrollate della resistenza locale implicano possibilità di innesco prematuro e di concentrazione di plasticizzazioni, di rotture locali e, più in generale, di meccanismi di plasticizzazione sfavorevoli.

Nella circolare, al punto B.4 vengono esemplificate le tipiche irregolarità negli edifici, distinguendole in irregolarità in pianta e in elevazione; tra le prime la mancanza di compattezza e di simmetria, la presenza di angoli rientranti nella forma dell'edificio, la non coincidenza tra centri di massa e di rigidità, l'eccessiva deformabilità dei solai, ad esempio dovuta alla presenza di vani ascensore o ai rapporti dimensionali in pianta; tra le seconde, le brusche variazioni di massa e/o di rigidità, le brusche variazioni di forma, le differenze tra i valori dei tagli di piano ultimi e quelli di progetto (scaturiti dall'analisi elastica). Per un'analisi più approfondita delle irregolarità che maggiormente condizionano il comportamento sismico degli edifici si rinvia a (20).

L'altra limitazione sull'applicabilità dell'analisi statica posta dalle norme italiane riguarda il periodo proprio (C.6.1.1); in particolare per le costruzioni dotate di un periodo $T_0 > 1.4$ sec. è comunque richiesta l'analisi dinamica. Questa limitazione è legata alla maggiore importanza dei modi superiori al primo per strutture con primo periodo alto, a causa della forma dello spettro di progetto, le cui ordinate sono rapidamente decrescenti al crescere del periodo proprio, come illustrato in fig. 9.5. Ovviamente l'importanza del secondo modo risulta normalmente ridotta a causa di un coefficiente di partecipazione 3-6 volte più piccolo di quello del primo modo.

Tuttavia nel momento in cui l'ordinata spettrale del primo modo assuma valori inferiori ai 2/3 dell'ordinata del periodo del secondo modo, i due effetti possono risultare comparabili.

Ad evitare la necessità di un'analisi, seppur semplificata, per la valutazione del periodo fondamentale, il D.M. permette di utilizzare la formula approssimata:

$$T_0 = 0.1H / \sqrt{B}$$

essendo H l'altezza dell'edificio e B la dimensione minima in pianta. Questa formula si riferisce in particolare agli edifici in c.a. e fonda la sua validità sulla omogeneità di caratteristiche dinamiche di tale categoria di edifici, risultando tanto più valida quanto più gli edifici rispondono ai requisiti di regolarità strutturale sopra elencati. Un uso generalizzato di tale formula va fatto con estrema cautela quando le altezze interpiano sono superiori ai 3.30 m, quando i pilastri sono snelli (ad esempio sono progettati per lavorare a più di 4 MPa in compressione centrata), quando le luci sono ampie (ad esempio superiori mediamente ai 5 m), etc.. In alternativa, non volendo eseguire un'analisi modale fermata al primo modo, si può utilizzare una formula basata sul metodo di Rayleigh, quale ad esempio:

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i v_i}{g \sum F_i v_i}}$$

In cui F_i , e W_i sono rispettivamente la forza orizzontale e il peso del piano i-esimo, così come definite nel seguito, v_i è lo spostamento orizzontale conseguente all'applicazione della forza F_i ottenuto mediante un'analisi statica, g è l'accelerazione di gravità. Tale formula permette di effettuare molto facilmente un controllo a posteriori del periodo, dopo aver effettuato l'analisi statica.

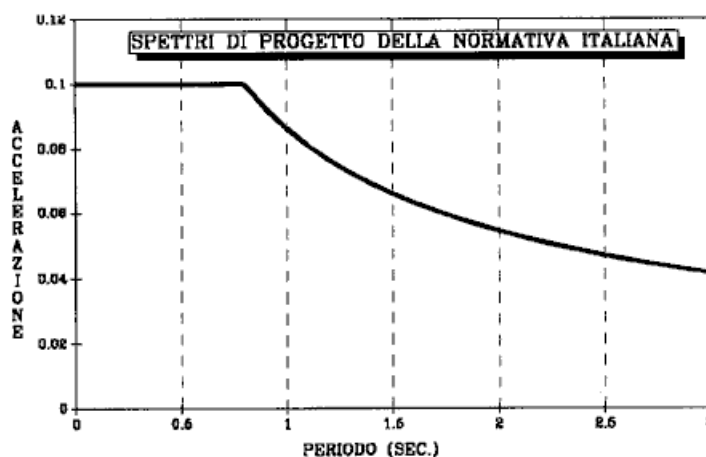


Fig. 9.5 - Spettro di progetto delle norme sismiche italiane

Il D.M. permette di svolgere analisi separate nelle due direzioni principali dell'edificio (C.6.1.1), applicando due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali.

La forza orizzontale equivalente F_i da applicare al generico piano i-esimo, secondo una delle due direzioni, è data dall'espressione:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

dove:

$W_i = G_i + sQ_i$ = "peso" del piano i;

G_i = somma del peso proprio del piano i-esimo e del sovraccarico permanente su di esso gravante;

Q_i = massimo sovraccarico accidentale al piano i-esimo;

s = coefficiente di riduzione del sovraccarico;

K_{hi} = coefficiente sismico al piano i-esimo.

Dunque la forza al piano i-esimo è proporzionale alla massa del piano (espressa attraverso il peso W_i) secondo un coefficiente K_{hi} che deve tener conto allo stesso tempo dei seguenti fattori:

1) intensità dell'azione sismica in relazione alle caratteristiche del sito e della costruzione e del livello di protezione che si vuole fornire all'edificio;

2) forma del primo modo di vibrare.

Tale coefficiente è infatti espresso dalla:

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I \cdot \gamma_i$$

dove:

$C = (S-2)/100$ = coefficiente d'intensità sismica = 0.04÷0.10;

R = coefficiente di risposta = $\begin{matrix} 1.0 & \text{per } T_o \leq 0.8 \text{ sec.}, \\ 0.862 / T_o^{2/3} & \text{per } T_o > 0.8 \text{ sec.}; \end{matrix}$

ε = coefficiente di fondazione = 1 ÷ 1.3;

β = coefficiente di struttura = 1 ÷ 1.4;

I = coefficiente di protezione sismica = 1 ÷ 1.4;

γ_i = coefficiente di distribuzione = $h_i[\sum W_j / (\sum W_j h_j)]$

In particolare R definisce lo spettro di risposta normalizzato ad uno, determinando l'entità delle forze in funzione del periodo proprio della struttura, mentre C definisce l'accelerazione massima del terreno in relazione alla sismicità del sito in esame. Il coefficiente di fondazione ε determina un incremento dell'azione sismica di progetto in relazione alle possibili amplificazioni dell'onda sismica prodotte dalla sua filtrazione attraverso terreni compressibili. Il coefficiente di struttura β calibra l'intensità dell'azione che la struttura deve sopportare in fase elastica, in relazione principalmente al comportamento anelastico della struttura sotto terremoti violenti. Il coefficiente di protezione I ha lo scopo di elevare il livello di sicurezza al collasso e, soprattutto, allo stato limite di servizio di quegli edifici indispensabili nelle operazioni di soccorso e di organizzazione nell'immediato post-terremoto, o che per la loro destinazione d'uso determinerebbero, in caso di crollo, perdite rilevanti di vite umane.

A prescindere dai valori da attribuire loro, peraltro precisati nel D.M. stesso, è evidente come i coefficienti C , R , ε , β , I definiscano l'intensità dell'azione sismica, mentre il coefficiente γ_i descriva la forma del primo modo di vibrare.

Se si pone:

$$K_h = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

si può scrivere:

$$F_i = K_h \cdot \gamma_i \cdot W_i$$

Si può facilmente dimostrare che questa espressione è formalmente analoga a quella che si ottiene con il metodo dello spettro di risposta, fermando l'analisi al solo primo modo di vibrare, e che i coefficienti corrispondono alle componenti del primo autovettore. Approssimando la prima forma modale tipica degli edifici con un andamento lineare (Fig. 9.4), lo spostamento orizzontale varia proporzionalmente con la quota h_i , essendo il fattore moltiplicativo di h_i un coefficiente di normalizzazione tale che:

$$\sum \gamma_i W_i = W$$

Il taglio complessivo alla base risulterà pari a:

$$S_{base} = K_h \cdot W$$

Nell'analisi dinamica il taglio alla base relativo agli effetti del solo primo modo di vibrare risulta invece pari a:

$$S_{\text{base}} = \frac{\Pi_1^2}{\underline{\phi}_1^T \underline{M} \underline{\phi}_1} S_a$$

essendo Π_1 il fattore di partecipazione, $\underline{\phi}_1$ l'autovettore del primo modo, \underline{M} la matrice di massa, S_a l'ordinata spettrale relativa al primo modo. Assumendo che γ_i rappresenti la componente i -esima dell'autovettore $\underline{\phi}_1$ (in realtà, come si è detto ne è un valore approssimato), sostituendo le masse con i pesi, esplicitando i vari termini ed effettuando le operazioni indicate, si ottiene:

$$S_{\text{base}} = S_a \left(\frac{W}{\sum W_j \gamma_j^2} \right) W$$

Confrontando questa espressione con quella relativa all'analisi statica, stante la perfetta equivalenza tra K_h e S_a , il quoziente tra parentesi definisce la quota parte della massa totale attivata dal primo modo approssimato. Tale quoziente risulta pari a 1 solo nel caso di edificio a un solo piano con massa tutta concentrata a quel piano, ed assume valori circa pari a 0.7-0.8 nei casi usuali. Evidentemente se la forma modale differisce sensibilmente da quella approssimata assunta nell'analisi statica, si possono avere valori diversi da quelli così ottenuti. In particolare una deformata "tipo taglio" produce valori superiori, mentre una deformata "tipo flessione" produce valori inferiori. Rispetto all'analisi dinamica fermata al primo modo, i coefficienti di distribuzione γ_i sono calibrati in maniera che il primo modo attivi l'intera massa dell'edificio e non il 70÷80% come nei casi usuali. Si ottengono così sovrastime del 20-30% sul taglio alla base e, per gli edifici regolari, sulle sollecitazioni di gran parte degli elementi strutturali. Negli edifici irregolari e per quelli con periodo elevato questo generico margine di sicurezza non risulta adeguato a coprire quelle differenze sulle sollecitazioni derivanti da una prima forma modale significativamente diversa da quella ipotizzata per l'analisi statica e dal contributo non trascurabile dei modi superiori, e a garantire un comportamento a uniforme resistenza dell'edificio sotto l'azione dinamica del terremoto.

In sintesi, la modellazione statica delle azioni conduce generalmente a soluzioni più costose, a causa della sovrastima del taglio dell'edificio. Tuttavia essa è applicabile e fornisce risultati cautelativi solo nel caso di edifici regolari e con periodi bassi. Se invece l'edificio è irregolare e/o con periodo elevato l'approccio statico fornisce ancora una sovrastima del taglio globale, ma conduce a valutazioni errate delle sollecitazioni nei singoli elementi strutturali con sovrastime e sottostime locali dei valori di sollecitazione (19). Lo squilibrio locale tra resistenza richiesta e resistenza disponibile può risultare pericoloso per la struttura impegnata dinamicamente in campo anelastico da terremoti violenti (22). La soluzione progettuale che ne scaturisce risulta pertanto più costosa e meno conservativa. In tali casi è consigliabile, sia ai fini della sicurezza dell'edificio che ai fini della riduzione dei costi, e a prescindere dall'assenza di specifiche prescrizioni di normativa, ricorrere ad una modellazione dinamica delle azioni. Tali considerazioni valgono ovviamente a parità di modellazione della struttura, facendo in particolare riferimento a modelli tridimensionali. Nel passato, per ovvi motivi di disponibilità di strumenti di calcolo, l'approccio statico era spesso associato a modelli semplificati della struttura, molto spesso telai piani a maglie rettangolari, le cui forze statiche erano calcolate secondo criteri approssimati di redistribuzione delle forze sismiche tra i vari telai. È evidente come in tal caso alle approssimazioni insite nell'approccio statico si aggiungano inevitabilmente anche quelle legate al modello strutturale.

Non è tuttavia da trascurare l'utilità che l'analisi statica tuttora ha ai fini di una corretta progettazione, se utilizzata a supporto dell'analisi dinamica e ai fini di un controllo dei suoi risultati. L'analisi dinamica è infatti decisamente più complessa e meno consueta per il progettista, al punto da rendere difficile il controllo dei risultati (periodi e forme modali, spostamenti e sollecitazioni). A volte banali errori di input riguardanti le caratteristiche meccaniche o geometriche o la richiesta di un numero limitato di modi, rispetto alle effettive caratteristiche dinamiche di una struttura irregolare, possono portare a risultati clamorosamente errati. In tali casi l'esecuzione aggiuntiva di un'analisi statica equivalente fornisce gli ordini di grandezza delle sollecitazioni e degli spostamenti da confrontare con quelli dell'analisi dinamica.

Nel punto C.6.1.2 del D.M. viene trattato il problema della ripartizione delle forze orizzontali tra le diverse strutture piane. La formulazione adottata è evidentemente legata alle modalità di esecuzione delle analisi

strutturali prima dell'avvento dei calcolatori, quando la struttura veniva idealmente suddivisa in sottostrutture piane (normalmente telai) da analizzare separatamente, attribuendo a ciascuna di esse una quota parte della forza totale di piano. Essa presuppone anche una sostanziale indipendenza di comportamento dei vari piani, e dunque una semplificazione drastica del comportamento della struttura reale. Tale semplificazione non è giustificata in presenza di forti differenze di caratteristiche geometriche e strutturali delle diverse sottostrutture piane (telai, pareti, telai-pareti, nuclei ascensore), situazione nella quale ripartire le forze in base alla cosiddetta "rigidezza di piano" determina clamorosi errori di valutazione. L'adozione di modelli tridimensionali, per cui l'analisi strutturale non richiede più il passaggio attraverso le sottostrutture piane, permette oggi di risolvere alla radice il problema della ripartizione delle forze. A questo proposito appaiono importanti le due prescrizioni presenti al punto C.6.1.2, la prima riguardante l'assunzione di una eccentricità aggiuntiva tra centro di massa e centro di rigidezza in edifici con forma allungata (rapporto tra i lati maggiore di 2.5), la seconda riguardante la possibilità di adottare l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel proprio piano.

L'assunzione di una eccentricità aggiuntiva è presente in molti codici moderni, non ultimo l'EC8 (28), sia per tener conto di distribuzioni del carico accidentale diverse da quelle di progetto e tali da cambiare significativamente la posizione del centro di massa, sia per tener conto nell'analisi statica di effetti dinamici di amplificazione del momento torcente valutato staticamente, sia infine per tener conto della variabilità del moto del terreno, ossia del nonsincronismo del moto tra due punti a terra della stessa costruzione. Sebbene né il D.M. né la circolare chiariscano i motivi dell'eccentricità fittizia da assumere nell'analisi statica, l'assenza di prescrizioni simili per l'analisi dinamica fa supporre che il legislatore si riferisse essenzialmente agli effetti amplificativi dinamici. Questo aspetto verrà ripreso e commentato nel par. 9.3.

Riguardo all'assunzione di infinita rigidezza del solaio nel suo piano, i risultati di analisi parametriche in campo non lineare (26) hanno dimostrato la maggiore cautelatività di tale ipotesi ai fini della progettazione delle sottostrutture verticali principali, anche nei casi in cui il comportamento elastico dell'edificio è caratterizzato da notevoli deformazioni del solaio, come per esempio in presenza di grosse aperture nel solaio e di notevoli differenze di rigidezza tra le sottostrutture verticali. In queste situazioni, una progettazione che garantisca un buon comportamento di tutti gli elementi strutturali, e non solo di quelli più rigidi, è ottenibile operando con due modelli, uno a solai infinitamente rigidi, l'altro a solai deformabili, e progettando rispetto alle massime sollecitazioni ottenute con i due modelli.

Infine al punto C.6.1.3 viene trattato il problema degli effetti del sisma dovuti alla componente verticale del moto del terreno. Le norme stesse stabiliscono la trascurabilità di tali effetti nei casi usuali, trascurabilità legata da un lato alla scarsa partecipazione dei modi che coinvolgono spostamenti verticali, dall'altro alle maggiori riserve di sicurezza delle strutture rispetto alle azioni verticali. Infatti il carico sismico verticale, aggiungendosi al peso proprio e agli accidentali, di cui risulta essere una frazione e rispetto ai quali la struttura è progettata con un adeguato margine di sicurezza, generalmente riduce tale margine senza arrivare a produrre situazioni di collasso. Fanno eccezione le situazioni elencate nella normativa, vuoi per la partecipazione dei modi di vibrare verticali (membrature orizzontali di luce superiore ai 20 m), vuoi per gli effetti indotti in termini di forze orizzontali (strutture di tipo spingente), vuoi, infine, per la delicatezza della struttura o dell'elemento strutturale (sbalzi). L'entità dell'azione verticale da assumere nei calcoli, che appare del tutto sproporzionata a quella delle azioni orizzontali (due o quattro volte maggiore), risulta in parte giustificata "dalle ridotte duttilità e capacità dissipative usualmente associate ai modi di collasso" di tali strutture. L'argomento verrà ripreso nel paragrafo 9.3.

9.2.4. ANALISI DINAMICA

L'analisi dinamica può essere effettuata in tutti i casi in cui il progettista lo ritenga opportuno; è, invece, obbligatoria quando il periodo fondamentale è superiore a 1.4 sec. e/o l'edificio è irregolare. Il punto C.6.2 regola l'applicazione dell'analisi dinamica agli edifici, facendo specifico riferimento al punto B.6, trattato nel cap. 2 del presente testo cui si può far riferimento per la discussione di alcune problematiche specifiche, quali ad esempio il significato e la definizione dello spettro di progetto. Nella definizione dello spettro, però, si può notare una differenza tra quello riportato in B.6:

$$a/g = C \cdot I \cdot R$$

e quello riportato in C.6.2 per gli edifici,

$$a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I$$

per la presenza dei coefficienti di fondazione e di struttura, a cui vanno attribuiti i valori già specificati in C.6.1.1 per l'analisi statica, e per i quali valgono le considerazioni svolte nel precedente paragrafo.

Lo spettro di risposta è una funzione che fornisce la massima risposta dell'oscillatore elementare ad un dato terremoto, per diversi valori del periodo proprio T e dello smorzamento ξ . La risposta viene generalmente espressa in termini di spostamenti S_d o di pseudovelocità S_v o di pseudoaccelerazioni S_a , come nel caso dello spettro di normativa. Queste ultime due grandezze approssimano molto bene la massima velocità e la massima accelerazione della massa dell'oscillatore, e sono legate allo spostamento spettrale dalle relazioni:

$$S_v = \omega S_d$$

$$S_a = \omega^2 S_d$$

in cui $\omega = 2\pi / T$ è la pulsazione del sistema. Il prodotto della massa per la pseudoaccelerazione $S_a(T, \xi)$, fornisce la massima forza d'inerzia cui la massa dell'oscillatore risulta soggetta durante il terremoto in esame.

Si è già visto come il moto della struttura sia scomponibile nei movimenti relativi ai singoli modi di vibrare e come il movimento di ciascun modo, indipendente da quello degli altri modi, sia governato dalle stesse leggi che governano il moto di un sistema ad un grado di libertà. È pertanto immediata l'estensione del metodo dello spettro di risposta ai sistemi a più gradi di libertà e dunque a qualsiasi struttura. Noti infatti le caratteristiche del singolo modo i -esimo, ed in particolare il periodo T_i , lo smorzamento ξ_i ed il coefficiente di partecipazione Π_i , è immediato ricavare la massima risposta di quel modo di vibrare al terremoto in esame direttamente dallo spettro di risposta. Resta tuttavia il problema di combinare i massimi modali, in quanto tali massimi non si verificano in generale nello stesso istante e non sono direttamente sommabili. Allo scopo sono state proposte numerose formule di combinazione, basate sulla teoria delle probabilità, che ben approssimano i valori esatti, ottenibili mediante l'integrazione diretta dell'accelerogramma.

Per ottenere l'effetto complessivo (valore efficace) combinando i singoli effetti modali i , nel punto B.6 è data la regola SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), la più semplice tra quelle basate su una trattazione probabilistica del problema:

$$\eta = \sqrt{\sum \eta_i^2}$$

Secondo tale regola il generico effetto (spostamento, deformazione, sollecitazione) può calcolarsi come radice quadrata della somma dei quadrati dei valori massimi, dunque ricavabili mediante lo spettro, dello stesso effetto nei diversi modi. Tale regola fornisce normalmente risultati accettabili quando i periodi dei diversi modi siano sufficientemente lontani da far sì che i massimi si verificano in momenti ben distinti. Per gli edifici ciò accade sicuramente quando si analizzano modelli piani. Per i modelli tridimensionali, invece, alcuni modi hanno spesso periodi molto prossimi tra di loro. In particolare accade che modi roto-traslazionali siano raggruppati a gruppi di due o tre con periodi molto vicini. Per ottenere risultati cautelativi è necessario che le risposte relative a tali modi vengano sommate tra loro direttamente in modulo e poi combinate con quelli degli altri modi mediante la regola SRSS [15]. Solamente per gli edifici regolari in pianta questo problema appare trascurabile, in quanto i modi di vibrare risultano ben disaccoppiati nelle due direzioni e la normativa permette di effettuare analisi separate per le due direzioni dell'azione. In tal caso gli effetti di uno solo dei modi di ciascun gruppo di modi tridimensionali con periodi vicini è significativamente diverso da zero, e la regola SRSS è ben applicabile in quanto i modi piani hanno normalmente periodi molto diversi tra loro.

Una regola di sovrapposizione modale più generale è la CQC (Complete Quadratic Combination), secondo la quale un generico effetto è espresso mediante una combinazione quadratica dei massimi modali, con coefficienti di combinazione α_{ij} dei termini rettangolari, funzione dei periodi e degli smorzamenti modali:

$$\eta = \sqrt{\sum_i \sum_j \alpha_{ij} \eta_i \eta_j}$$

Fortunatamente i programmi di calcolo più diffusi (15,18,21) già incorporano regole atte a tenere conto della vicinanza dei periodi nella combinazione degli effetti, e dunque garantiscono l'utente anche rispetto a una evidente carenza della normativa.

Nella valutazione degli effetti occorrerebbe, a rigore, considerare tutti i modi di vibrare, ma in genere solamente gli effetti dei primi m modi vengono presi in considerazione, riducendo sensibilmente l'impegno di calcolo relativo alla soluzione dell'autoproblema. Infatti il coefficiente di partecipazione, e dunque il contributo dei modi alla risposta sismica degli edifici, si riduce progressivamente per i modi superiori. Un criterio generale per fissare a priori il valore di m attualmente non esiste; a posteriori si può giudicare della bontà della scelta valutando la massa complessiva attivata dai modi considerati, così come precisato al punto B.6 del D.M. e B.6 della circolare.

Tutte le operazioni connesse con questo tipo di rappresentazione dell'azione sismica sono automaticamente effettuate dai programmi disponibili. È pertanto cura del progettista accertarsi che il metodo utilizzato dal programma sia affidabile nel caso in considerazione.

Alcune importanti osservazioni riguardano l'interpretazione e l'utilizzazione dei risultati sia in termini di sollecitazioni che di spostamenti. Gli effetti del sisma che scaturiscono dalle combinazioni modali sono espressi in valore assoluto ed hanno significato puntuale. In particolare non è corretto determinare le sollecitazioni intermedie di un elemento note le sollecitazioni alle estremità, attraverso considerazioni di equilibrio, oppure ricostruire la deformata globale della struttura noti gli spostamenti dei nodi. Purtroppo molti programmi di calcolo forniscono sollecitazioni e spostamenti solamente in corrispondenza dei nodi e, pertanto, solo in tali punti è possibile conoscere i valori corretti degli effetti. In tal caso la valutazione dettagliata degli effetti del sisma in particolari punti richiede l'inserimento di nodi anche dove non sarebbero strettamente richiesti.

Necessariamente approssimata è la valutazione delle interazioni tra le diverse sollecitazioni, come ad esempio avviene per il momento e lo sforzo normale delle aste in c.a. I valori massimi di sollecitazioni diverse, infatti, non necessariamente avvengono nello stesso istante e, d'altra parte, il metodo dello spettro di risposta non può fornire informazioni sui valori contemporanei delle sollecitazioni. È giocoforza assumere la posizione cautelativa che fa considerare agenti contemporaneamente, e con il segno più sfavorevole, le diverse sollecitazioni. Occorre peraltro sottolineare come, nelle strutture intelaiate, questa approssimazione conduca ad una sovraresistenza delle colonne, in relazione all'interazione N-M, con esiti senz'altro favorevoli in termini di comportamento globale.

La combinazione degli effetti sismici con gli effetti dovuti alle altre azioni di progetto si effettua considerando una volta con il segno positivo ed una volta con il segno negativo i valori efficaci che scaturiscono dall'analisi con lo spettro di risposta.

il D.M. permette di valutare gli effetti della componente verticale del sisma mediante forze statiche anche quando si effettui l'analisi dinamica per le azioni orizzontali. In alternativa è possibile effettuare l'analisi dinamica anche per le azioni verticali assumendo però uno spettro di risposta maggiorato degli stessi coefficienti maggiorativi adottati, in relazione al tipo di struttura, per le forze statiche verticali.

9.2.5. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Sulla modellazione della struttura degli edifici intelaiati, il D.M. non fornisce alcuna indicazione o prescrizione, lasciando totalmente libero il progettista di operare con il modello che ritiene più adatto all'edificio in esame. Solo nel par. B.1 della circolare si rinvia alle Istruzioni C.N.R. - 10024/86 per ciò che riguarda l'individuazione dei modelli di calcolo da associare alla struttura". Si ritiene pertanto opportuno fornire in questo paragrafo una serie di indicazioni utili al progettista come guida nella scelta del modello più idoneo al caso in esame.

In generale un modello strutturale dovrà contemperare le esigenze di una buona accuratezza, nella descrizione del moto della struttura e delle forze d'inerzia indotte da tale moto, e di un ridotto onere di calcolo e di interpretazione ed utilizzazione dei risultati. Per operare una scelta corretta e "ottimizzata" del modello della struttura, nel caso di modellazione dinamica delle azioni, occorre avere ben chiara la distinzione tra gradi di libertà dinamici e gradi di libertà cinematici: ai primi è associata una massa e le relative accelerazioni producono forze d'inerzia, ai secondi non è associata alcuna massa ed i relativi spostamenti hanno solo la funzione di

descrivere la deformata della struttura. Alla riduzione del numero di gradi di libertà dinamici, a parità di gradi di libertà cinematici, corrisponde un risparmio nell'onere di calcolo legato alla soluzione del problema dinamico.

La scelta del modello strutturale, talvolta implicita nel programma di calcolo adottato, determina un forte condizionamento sul numero e tipo di gradi di libertà del modello. Ad esempio un modello piano implica un massimo di tre gradi di libertà (le due traslazioni e la rotazione nel piano) per nodo, mentre un modello tridimensionale implica un massimo di sei gradi di libertà. Riduzioni rispetto al numero massimo di gradi di libertà per nodo possono essere operate eliminando quei movimenti e, nel caso dinamico, quelle masse che risultano inessenziali nella descrizione del comportamento della struttura. Ad esempio in un telaio piano, potendosi trascurare gli effetti della deformabilità assiale delle travi, è lecito unificare tutti i gradi di libertà orizzontali dei nodi di piano, riducendo così a due i gradi di libertà di ciascun nodo, cui deve aggiungersi, ai fini del conteggio globale, un grado di libertà per ciascun piano. Questo provvedimento produce anche una sensibile riduzione della larghezza di banda. Per lo stesso telaio, si possono considerare solamente le masse traslazionali associate ai gradi di libertà di piano, ritenendosi trascurabili o di scarso interesse ai fini pratici sia le forze d'inerzia verticali che quelle rotazionali dei singoli nodi. Così operando, il numero di gradi di libertà dinamici risulta drasticamente ridotto e pari al numero dei piani.

Sebbene le scelte fondamentali sul numero e l'ubicazione dei nodi siano essenzialmente legate all'accuratezza della soluzione, talvolta un ruolo importante viene svolto anche da altri fattori. Poiché gli elementi trave sono di gran lunga i più utilizzati nella modellazione degli edifici intelaiati, è opportuno esaminare in dettaglio i criteri di localizzazione dei nodi per tali elementi.

Occorre disporre un nodo (Fig. 9.6):

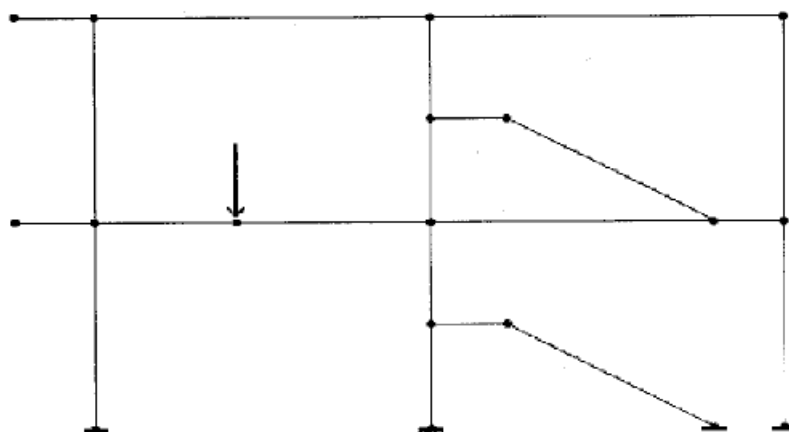


Fig. 9.6 - Posizione dei nodi in un telaio

- in tutti i punti di intersezione tra elementi rettilinei (ad esempio nodi trave-pilastro),
- in tutti i punti di cuspidi (ad esempio nelle travi a ginocchio),
- in tutti gli estremi non collegati ad altri elementi (estremità di mensola),
- in tutti i punti in cui sono applicate importanti forze e momenti concentrati (a meno che il programma non sia capace di trattare i carichi intermedi nell'elemento trave),
- in tutti i punti in cui interessa conoscere le sollecitazioni o gli spostamenti nel caso di analisi dinamica con spettro di risposta (a meno che il programma non valuti automaticamente le sollecitazioni in punti intermedi dell'elemento).

In corrispondenza della sezione di attacco tra elementi (travi, pilastri, pareti, nuclei) di dimensioni trasversali non trascurabili allorquando sia necessario modellare l'eccentricità tra il punto di attacco delle aste e le corrispondenti linee d'asse, e gli elementi trave non siano dotati di bracci rigidi di estremità.

L'elevata diffusione e le notevoli potenzialità, sia in termini di puro calcolo che di pre e post-processamento, raggiunta dai moderni strumenti di calcolo rendono oramai obsoleta l'adozione di modelli piani per la progettazione antisismica delle strutture. Pertanto nel seguito si considereranno solamente modelli tridimensionali, ed in particolare i modelli detti pseudo-tridimensionali, orientati all'analisi sismica degli edifici, che permettono di conseguire una considerevole riduzione del numero di gradi di libertà cinematici e, soprattutto, dinamici, con conseguenti drastici abbattimenti dei tempi di preparazione e introduzione dati e di soluzione. Tale modello è direttamente implementato in alcuni programmi orientati al problema, ed è adottabile anche su molti programmi agli elementi finiti di tipo generale.

Modelli tridimensionali

In un modello tridimensionale i nodi hanno tutti e sei i gradi di libertà, le tre traslazioni secondo gli assi X, Y, Z del riferimento globale e le tre rotazioni intorno agli stessi assi. Il modello risulta nei casi usuali oneroso ed eccessivamente dettagliato rispetto alle informazioni che necessitano al progettista.

Negli edifici la notevole rigidezza dei solai nel proprio piano, rispetto alla rigidezza della struttura verticale, ne rende del tutto trascurabile la deformazione ai fini di una corretta descrizione dei cinematismi della struttura e delle forze d'inerzia che ne scaturiscono. Lo stesso D.M. permette di assumere l'ipotesi di infinita rigidezza del solaio nel suo piano ai fini della ripartizione delle forze (punto C.6.1.2). È pertanto lecito assumere che gli spostamenti nel piano del solaio siano rigidamente vincolati da semplici relazioni cinematiche del tipo:

$$\begin{aligned} u_x &= u_{x0} + \phi_0 d_y \\ u_y &= u_{y0} + \phi_0 d_x \\ \phi &= \phi_0 \end{aligned}$$

in cui u_x, u_y , sono i gradi di libertà nel piano del diaframma del nodo in esame, u_{x0}, u_{y0}, ϕ_0 sono i corrispondenti gradi di libertà di un punto O del diaframma, assunto come origine del riferimento locale, d_x e d_y sono le coordinate del nodo in esame rispetto al riferimento locale (Fig. 9.7). Su questo concetto sono basati i modelli a diaframmi rigidi, denominati "pseudo-tridimensionali". Nell'ambito di questa famiglia di modelli, si distinguono i due gruppi con le seguenti caratteristiche (Fig. 9.8):

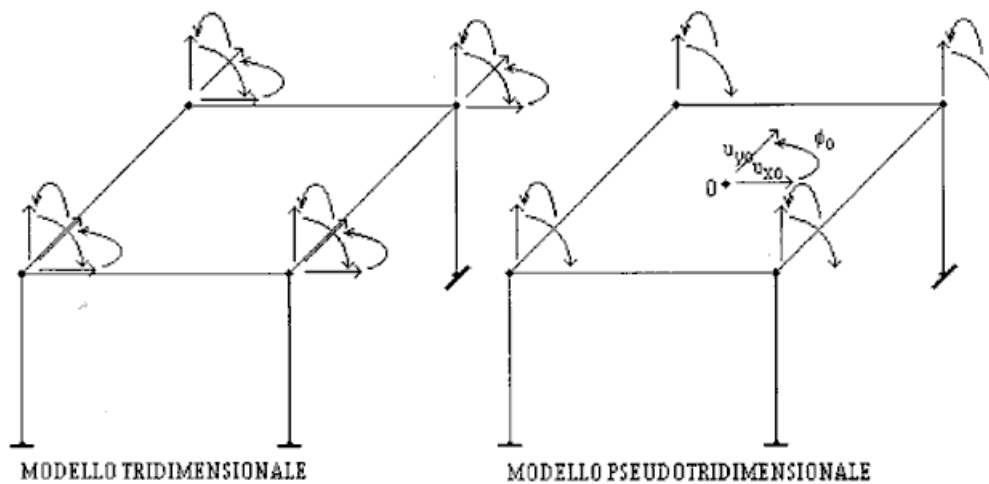


Fig. 9.7 - Modelli tridimensionale e pseudotridimensionale

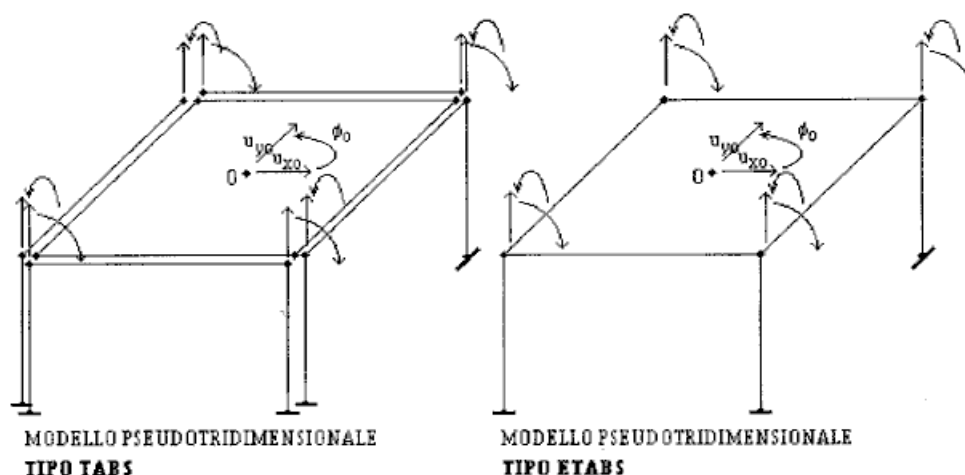


Fig. 9.8 - Modelli tipo TABS e ETABS

- a) il modello è costituito da un insieme di sottostrutture verticali (telai, pareti), solidarizzate, ai fini degli spostamenti nel piano orizzontale, dai legami di vincolo sopra riportati, simulanti l'azione di un diaframma infinitamente rigido nel suo piano;
- b) il modello è costituito da un telaio tridimensionale in cui i nodi di ciascun piano sono tra loro vincolati dal legame cinematico sopra riportato.

Storicamente questi due gruppi di modelli prendono origine da due programmi sviluppati negli anni '70 in California e denominati rispettivamente TABS (Three-Dimensional Analysis of Building Systems) (5) e ETABS (Extended TABS) (7). Da un punto di vista applicativo i programmi tipo TABS presentano l'inconveniente di non assicurare la congruenza degli spostamenti e delle rotazioni nel piano verticale tra nodi geometricamente coincidenti ma appartenenti a sottostrutture diverse. L'errore sulla valutazione delle sollecitazioni risulta in genere trascurabile quando la struttura è costituita da telai con una disposizione ortogonale, o quasi, in pianta.

Accanto a programmi specifici per l'analisi degli edifici come il TABS e l'ETABS ed altri di più recente sviluppo da essi derivati, anche molti programmi agli elementi finiti di uso generale, come ad esempio i programmi della famiglia SAP (SAP-IV, SAP-V, SUPERSAP (18), SAP-80 (15), SAP-90 (21)) permettono di adottare un modello tipo ETABS, semplicemente specificando la relazione di vincolo tra i nodi del piano. In tal caso occorre individuare per ciascun piano il nodo *master*, coincidente con il punto O di cui sopra, e collegare ad esso i gradi di libertà degli altri nodi di piano, nodi *slave*. Ovviamente la condizione di vincolo va imposta solamente ai gradi di libertà appartenenti al piano e non a quelli fuori del piano. Le modalità di imposizione del vincolo cinematico cambiano per i vari programmi, ed è pertanto necessario riferirsi al manuale d'uso specifico.

I programmi della famiglia SAP in genere permettono la massima flessibilità nella definizione del vincolo interno sui diversi gradi di libertà, tuttavia hanno un limite nella possibilità di collegare ad un nodo slave unicamente elementi trave. Risulta pertanto fonte di notevoli complicazioni la modellazione di alcuni elementi della struttura verticale, come pareti e nuclei ascensori, mediante elementi finiti piani di lastra.

Un inconveniente comune pressoché a tutti i programmi, sia generali che orientati al problema, è l'incapacità di trattare come diaframmi infinitamente rigidi i solai inclinati, quali le falde dei tetti. Per queste ultime occorrerà adottare una modellazione tridimensionale, collegando i nodi appartenenti alla falda con elementi trave, biella o lastra in grado di simulare l'azione del solaio inclinato (Fig. 9.9).

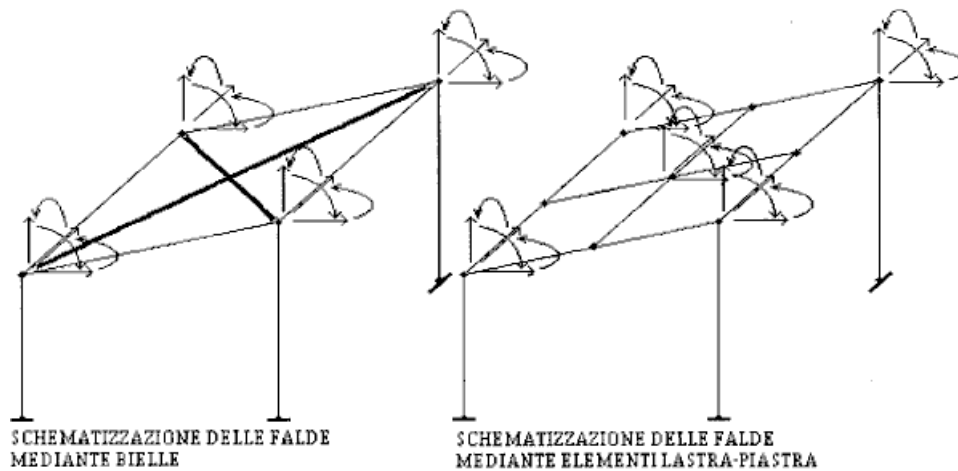


Fig. 9.9 - Modellazione delle falde inclinate

Nel caso si adotti una modellazione dinamica delle azioni il nodo *master* dovrà coincidere con il centro di massa del solaio e sarà l'unico nodo dotato di masse associate ai tre gradi di libertà orizzontali. Nel caso si adotti una modellazione statica delle azioni, al nodo *master* verranno applicate le forze sismiche di piano e l'eventuale momento torcente.

Per quanto riguarda i tre gradi di libertà dei nodi nel piano verticale, essi debbono in generale essere lasciati attivi, almeno come gradi di libertà cinematici (Fig. 9.8). Le masse rotazionali associate ai gradi di libertà rotazionali possono essere assunte nulle pressoché sempre. Le masse associate ai gradi di libertà verticali potranno essere trascurate quando la componente verticale dell'azione sismica produce effetti trascurabili. Questa situazione è in genere verificata negli edifici usuali, ma può non esserlo in situazioni particolari, come nei casi di pilastri in falso, solai sospesi a tiranti, grandi luci, sbalzi importanti (Fig. 9.10), nei quali, considerando anche la componente sismica verticale (v. C.6.2), occorre fare ben attenzione a modellare correttamente le masse disponendo, se il programma opera a masse concentrate, masse opportune anche nei nodi intermedi.

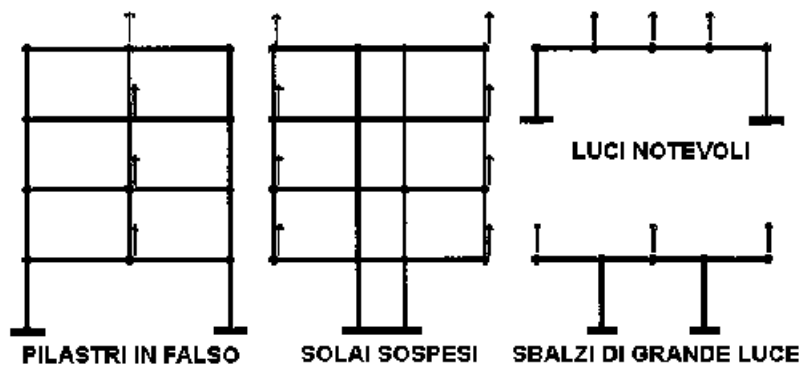


Fig. 9.10 - Situazioni in cui occorre considerare g.l. verticali dinamici

L'ipotesi di diaframma infinitamente rigido può risultare inadeguata qualora il solaio abbia un restringimento della sezione trasversale, dovuto alla forma in pianta e/o alla presenza di vani per il passaggio delle scale e del nucleo ascensore, che suddivide il solaio stesso in due o più campi ipotizzabili infinitamente rigidi nel proprio ambito. In tali casi è opportuno considerare un nodo *master* per ciascun campo di solaio "infinitamente rigido", vincolando ad esso i nodi appartenenti a quel campo. Il collegamento tra i diversi campi di solaio dovrà essere

realizzato mediante elementi (lastra, trave o biella) che simulino la reale rigidità della striscia di solaio in corrispondenza del restringimento (Fig. 9.11).

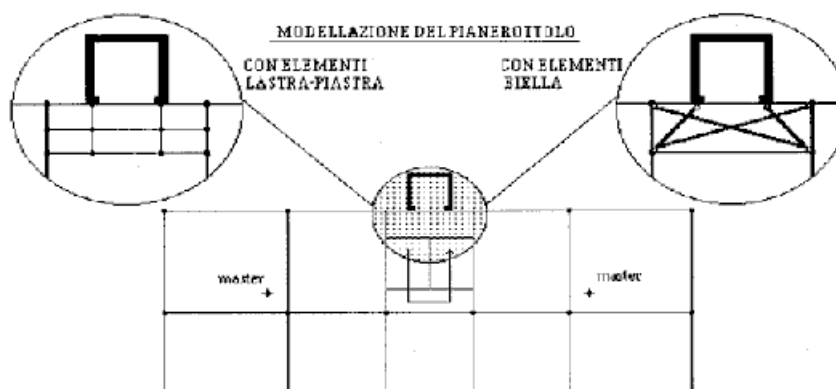


Fig. 9.11 - Modellazione dei solai in caso di indebolimenti locali

Un'altra situazione in cui l'ipotesi di infinita rigidità del solaio non appare giustificata, è nei casi di notevole sviluppo in pianta secondo una direzione, casi nei quali il solaio si comporta come una vera e propria trave nel piano orizzontale, vincolata agli spostamenti trasversali dalle sottostrutture verticali. Se queste ultime hanno rigidità approssimativamente proporzionale alla massa dell'area d'influenza del solaio, l'assunzione di infinita rigidità del solaio non comporta sostanziali errori nella distribuzione delle forze tra le varie sottostrutture; se, invece, si hanno forti disomogeneità nella distribuzione delle rigidità rispetto alla distribuzione delle masse, la distribuzione delle forze che scaturisce da un modello ETABS può differire da quella ottenibile con un modello pienamente tridimensionale. Gli errori di questo tipo risultano, come già detto, non sfavorevoli, in quanto determinano un sovradimensionamento delle sottostrutture verticali più rigide, che sono anche quelle maggiormente deputate a sostenere le azioni sismiche e la cui crisi implicherebbe il collasso globale (26).

Una volta definito il tipo di modello, la rappresentazione della struttura in campo elastico lineare si riduce alla definizione delle "rigidità" che connettono i nodi della maglia di discretizzazione. Per rappresentare le caratteristiche di rigidità dei componenti di un edificio in c.a., sono disponibili, nella maggior parte dei codici di analisi strutturale, numerosi tipi di elementi finiti con relazione costitutiva elastica lineare. Per i componenti che hanno un diretto corrispettivo in termini di elementi finiti, quali travi e pilastri, la schematizzazione delle rigidità si riduce alla valutazione di quelle grandezze sintetiche (moduli elastici, aree, momenti d'inerzia, lunghezze dei tratti deformabili) che devono essere specificate al codice di calcolo perché questo possa assemblare le matrici di rigidità elementari. Per gli altri componenti, quali pareti di controventamento, nuclei ascensore, solai e tamponature si richiedono decisioni preliminari sul tipo di elemento finito da adottare e importanti scelte sulla discretizzazione.

Travi e pilastri

Travi e pilastri sono rappresentati, nel caso più generale, da elementi trave tridimensionali, i cui nodi di estremità sono dotati di tutti e sei i gradi di libertà nello spazio. Generalmente l'elemento finito, così come l'elemento reale, ha forma prismatica, ed è caratterizzato da un'area, due aree di taglio, due momenti d'inerzia flessionali, un momento d'inerzia torsionale, due moduli di elasticità, E e G.

Alcuni programmi dispongono di elementi dotati di bracci rigidi di estremità (Fig. 9.1) che permettono di modellare quelle zone indeformabili quali i pannelli di nodo trave-pilastro o parete-pilastro, senza inserire ulteriori nodi ed elementi. In tal caso occorrerà fornire al programma anche le lunghezze dei bracci rigidi, ossia le distanze secondo gli assi di riferimento tra il nodo e la corrispondente estremità della parte deformabile dell'elemento (Fig. 9.12). Le lunghezze dei bracci rigidi possono essere assunte pari ai tratti direttamente interessati dal pannello di intersezione, o leggermente minori, per tener conto della deformabilità del pannello

stesso. In particolare nelle connessioni trave-parete, si suggerisce in (2) di ridurre la lunghezza del braccio rigido di una quantità pari alla semialtezza della trave.

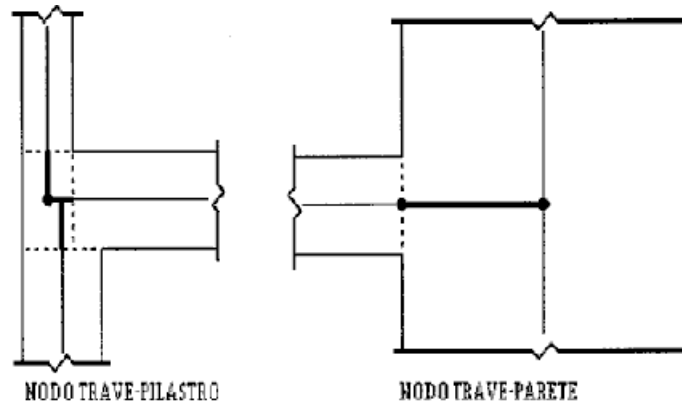


Fig. 9.12 - Modellazione degli incroci trave-pilastro e trave-parete mediante bracci rigidi

Per gli elementi in c.a. la rigidezza, e dunque le caratteristiche geometrico-meccaniche (aree, momenti d'inerzia) da assegnare, dipendono oltre che dalla forma della sezione, anche dall'entità e distribuzione delle armature, nonché dagli effetti di riduzione della rigidezza prodotti dalla fessurazione, a sua volta funzione dell'entità e distribuzione delle armature e delle sollecitazioni. Tener conto di tutto ciò nella progettazione delle nuove strutture richiederebbe procedure di calcolo e di progetto complesse ed iterative, nelle quali ad ogni dimensionamento dell'armatura deve seguire un calcolo della struttura con caratteristiche di rigidezza aggiornate. Per questa ragione sia la fessurazione che la presenza delle armature vengono usualmente trascurate, facendo riferimento alla sezione di solo calcestruzzo interamente reagente. Così operando si ottengono risultati in generale cautelativi, in quanto la rigidezza dell'edificio risulta sovrastimata ed il periodo proprio sottostimato, ottenendo dallo spettro di risposta (Fig. 9.5) azioni sismiche non inferiori a quelle ottenibili con una valutazione più fedele alla realtà.

Pareti di controventamento

La modellazione più diretta e naturale delle pareti di controventamento è quella che utilizza elementi finiti piani, ed in particolare elementi lastra o lastra-piastra. Gli elementi lastra sono dotati di rigidezza solo nel proprio piano e connettono solo gradi di libertà traslazionali. Se al generico nodo confluiscono solamente elementi lastra, i gradi di libertà rotazionali vanno bloccati (Fig. 9.13), conseguendo, tra l'altro, una buona riduzione dei tempi di elaborazione.

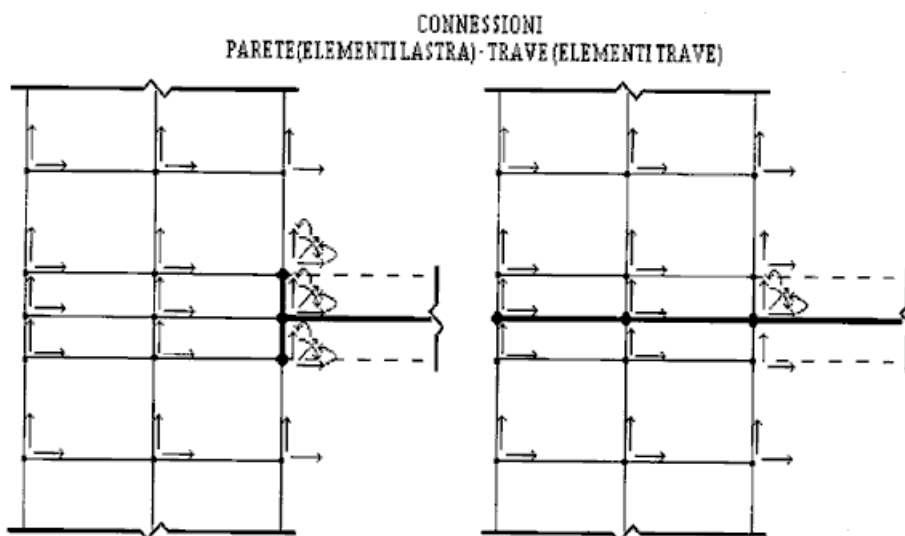


Fig. 9.13 - Modellazione delle connessioni trave-parete, quando la parete è modellata con elementi lastra

La simulazione del collegamento tra pareti modellate con elementi lastra e travi modellate con elementi trave richiede degli accorgimenti al fine di garantire la corretta trasmissione dei momenti flettenti delle travi complanari con le pareti. Per la mancanza di rigidità rotazionale da parte degli elementi lastra, infatti, tali momenti non possono essere trasmessi attraverso un singolo nodo. Occorrerà pertanto adottare degli elementi trave aggiuntivi che permettano di ridistribuire su due o più nodi il sistema di forze equivalenti al momento. In relazione alla discretizzazione adottata per gli elementi parete si possono considerare le due disposizioni riportate in Fig. 9.13. La prima permette di valutare con una certa accuratezza anche gli effetti locali prodotti da forze e momenti trasmessi dalla trave, la seconda permette di cogliere solamente gli effetti globali.

Una delle maggiori difficoltà connesse all'utilizzazione degli elementi lastra, nel caso si adotti un modello a piani rigidi, è legato alle peculiarità di alcuni programmi di calcolo, ed in particolare di quelli della famiglia SAP, che non permettono di collegare ai nodi *slave*, vincolati rigidamente al nodo *master*, elementi lastra. Un rimedio immediato consiste nel duplicare i nodi di piano della parete, così da avere una serie di nodi *slave* vincolati al *master*, ed una serie di nodi facenti parte della parete, collegati agli elementi lastra; occorre infine collegare tra loro i nodi corrispondenti delle due serie con elementi trave fittizi di elevata rigidità (Fig. 9.14).

Un provvedimento alternativo consiste nel collegare i nodi di piano della parete agli altri nodi di piano circostanti mediante bielle, ancora utilizzando elementi trave (Fig. 9.14).

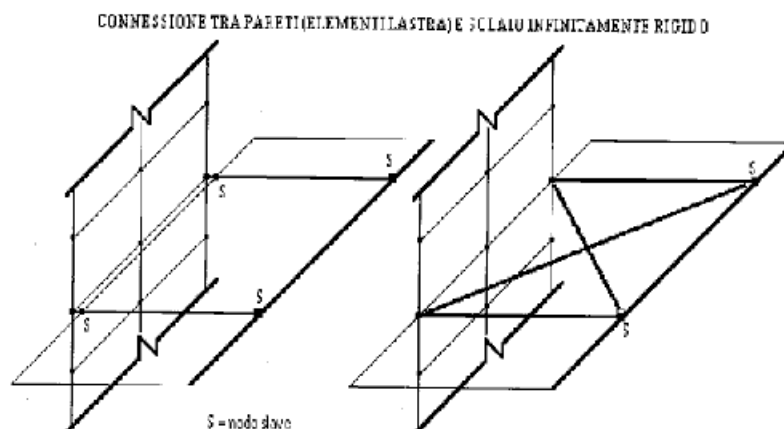


Fig. 9.14 - Connessione tra nodi di lastra (parete) e solaio infinitamente rigido

Gli elementi lastra sono adeguati in tutti i casi in cui il comportamento della parete sia prevalentemente di tipo membranale, ossia per pareti di piccolo spessore e/o che abbiano nell'azione fuori del piano altri elementi più rigidi agenti in parallelo (telai o altre pareti disposte ortogonalmente). Nei casi in cui questa ipotesi non sia rispettata è necessario far ricorso ad elementi lastra-piastra. Questi ultimi combinano il comportamento membranale già visto in precedenza, con la rigidità flessionale fuori del piano, così da associare una rigidità a 5 gradi di libertà, lasciando libera la rotazione nel piano. Nei casi in cui nessun elemento in grado di vincolare tale rotazione sia collegato ad un nodo in cui confluiscono elementi lastra, sarà necessario annullare quel grado di libertà. Permangono alcuni dei problemi già esaminati in precedenza per gli elementi lastra, quali quello della trasmissione del momento delle travi nel piano dell'elemento stesso, e la compatibilità con le modellazioni a piano rigido.

La discretizzazione mediante elementi piani deve essere più o meno dettagliata, a seconda che si vogliono determinare anche gli effetti locali (sollecitazioni e tensioni nella parete) o solamente gli effetti globali (spostamenti, distribuzione dei tagli di piano). Nella Fig. 9.15 sono illustrate alcune soluzioni relative ad un sistema telaio-parete. Nel primo caso (Fig. 9.15a) occorre infittire nodi ed elementi soprattutto nelle zone in cui si prevedono elevate concentrazioni e gradienti di tensione. Nel secondo caso (Fig. 9.15b,c), la discretizzazione potrà essere molto più rada ed uniforme, arrivando addirittura ad un elemento per piano.

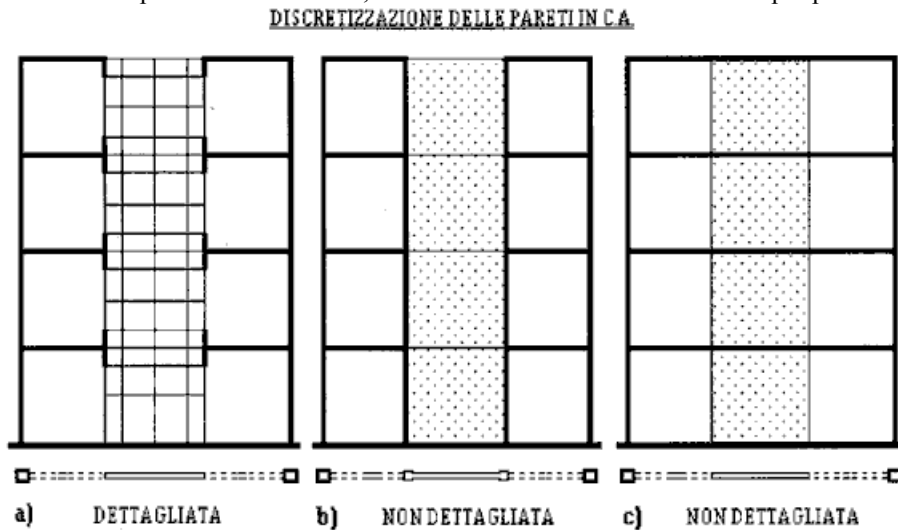


Fig. 9.15 - Discretizzazione delle pareti in c.a. modellate con elementi finiti piani

In Fig. 9.15b la parete viene modellata utilizzando sia elementi piani che elementi trave; gli elementi trave simulano il comportamento dei ringrossi terminali della parete (flange), assorbendo la flessione globale della parete mediante sforzi assiali, mentre gli elementi piani simulano il comportamento dei pannelli di parete, assorbendo essenzialmente il taglio. Questa modellazione risolve automaticamente il problema del collegamento tra elementi piani, privi di rigidità rotazionale, ed elementi trave. Nel caso siano assenti le flange, si può comunque modellare con elementi trave la parte terminale della parete (ad esempio 1/5 della larghezza). Per la progettazione delle armature, si possono verificare le flange o le parti terminali a sforzo assiale ed i pannelli di parete a taglio. In Fig. 9.15c, è proposta un'altra modellazione nella quale, mancando gli elementi trave di bordo, il problema del collegamento con le travi è risolto utilizzando un elemento trave molto rigido in corrispondenza di ogni solaio. In quest'ultimo caso, per tener in qualche modo conto anche degli effetti flessionali sulla parete, è consigliabile utilizzare elementi lastra a modi non compatibili.

Qualora non si abbia particolare interesse per la valutazione degli effetti locali e la parete non sia estremamente tozza, ossia se $H/B > 3$, essendo H l'altezza complessiva e B la larghezza, è certamente più conveniente modellare la parete come un pilastro. Si utilizzeranno in tal caso elementi finiti trave, avendo cura di assegnare a questi elementi un corretto valore della deformabilità a taglio. L'unica attenzione va posta nella modellazione del

collegamento con gli altri elementi strutturali, ed in particolare con le travi connesse alla parete. Occorrerà infatti adottare elementi infinitamente rigidi per collegare l'elemento di parete, localizzato nella sua linea d'asse, con l'elemento di trave (Fig. 9.12) (10).

Nuclei ascensore

I nuclei ascensori sono spesso costituiti da un tubo in c.a. di sezione rettangolare, forato ad ogni piano per la presenza delle porte. Il loro comportamento, a causa della presenza delle travi di collegamento al di sopra delle aperture, è alquanto complesso, ed intermedio tra quello di un tubo a sezione aperta e quello di un tubo a sezione chiusa. La modellazione dei nuclei ascensore presenta notevoli analogie con la modellazione delle pareti, con qualche complicazione derivante dalla configurazione tridimensionale.

L'adozione di elementi lastra fornisce la soluzione più diretta e risulta senza dubbio accettabile anche rispetto all'adozione di elementi lastra-piastra. Il comportamento a piastra risulta, infatti, trascurabile essendo il nucleo costituito da setti tra loro ortogonali. L'adozione di elementi lastra-piastra può rendersi necessaria per cogliere alcuni effetti flessionali locali, quali ad esempio quelli prodotti da travi che si innestano ortogonalmente al piano del setto. Ovviamente permangono le problematiche legate all'uso di elementi finiti piani, già illustrate per le pareti.

Nel caso di elementi sufficientemente snelli (rapporti $H/B > 3$), si possono utilizzare unicamente elementi trave, modellando il nucleo come un unico pilastro con linea d'asse coincidente con quella del nucleo. Per tener conto delle dimensioni effettive dell'elemento strutturale, occorre collegare il pilastro del modello con le travi cui il nucleo è connesso, mediante bracci rigidi, come indicato in Fig. 9.16. Per quanto riguarda la rigidezza torsionale da attribuire all'elemento trave, i confronti numerici suggeriscono di adottare la rigidezza della sezione chiusa (27).

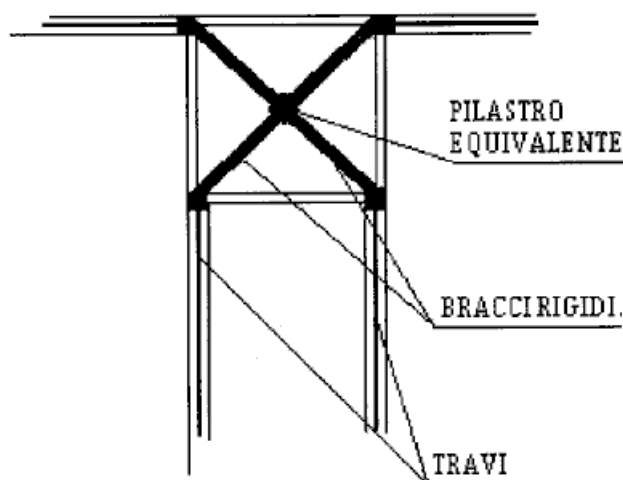


Fig. 9.16 - Modellazione (vista in pianta) del nucleo mediante un unico pilastro

Modelli misti, che inglobano elementi finiti lastra ed elementi trave possono fornire un buon compromesso tra semplicità di modellazione e accuratezza di risultati, come mostrato in (27). Un modello basato sull'impiego di elementi finiti a modi non compatibili è riportato in Fig. 9.17. Ogni parete è modellata con due elementi lastra sull'altezza ed elementi rigidi di contorno posti orizzontalmente ai bordi di connessione tra i due elementi lastra. Le travi di connessione sono modellate con elementi trave connesse ai bracci rigidi orizzontali di piano.

Agli stessi bracci rigidi possono facilmente collegarsi le travi di connessione con la restante struttura. Questo modello implica un ridotto numero di nodi aggiuntivi e fornisce un ottimo accordo rispetto a modellazioni ben più onerose che utilizzano una fitta discretizzazione ad elementi lastra.

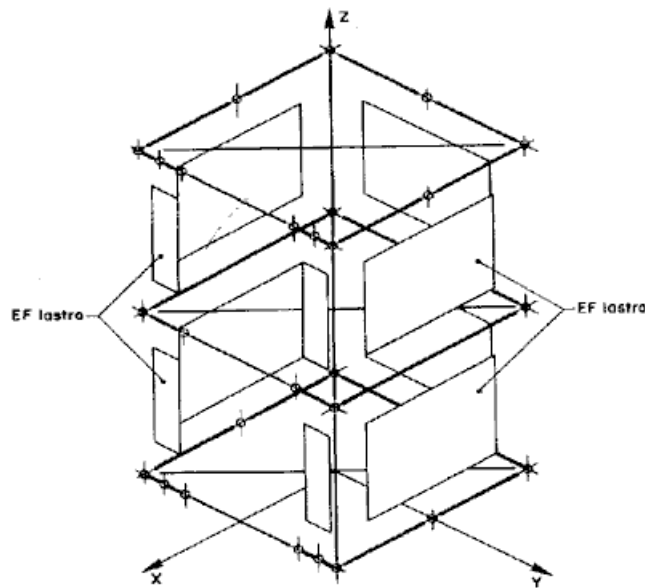


Fig. 9.17 - Modello a lastre e travi (27)

Rampe scale

Le rampe scale costituite da travi a ginocchio e soletta a sbalzo producono un drastico aumento della rigidità del telaio di cui fanno parte, con conseguenze non trascurabili in termini di distribuzione delle forze d'inerzia tra i vari telai. Le travi a ginocchio, inoltre, agendo come una sorta di controvento della maglia strutturale in cui sono inserite, sono soggette a sforzi assiali e producono pericolosi incrementi delle sollecitazioni taglianti e assiali nei pilastri. Premesso, dunque, che le travi a ginocchio sono da evitare in zona sismica, è fondamentale che, qualora presenti, esse vengano considerate e correttamente schematizzate nel modello di calcolo. Peraltro la loro modellazione non pone nessun problema se si utilizzano programmi di calcolo agli elementi finiti di tipo generale, mentre alcuni programmi specializzati nell'analisi di edifici non permettono di disporre elementi trave inclinati (7), costringendo al ricorso di artifici di modellazione per cogliere almeno gli effetti globali sulla distribuzione delle forze. Occorrerà in tal caso irrigidire in maniera fittizia il telaio interessato dalla presenza delle rampe, mediante l'inserimento di elementi lastra o di elementi biella inclinati nelle maglie strutturali comprendenti le travi a ginocchio. La rigidità di tali elementi, nonché la valutazione degli effetti locali a partire dagli spostamenti globali del telaio andrebbe calibrata mediante un'analisi preventiva, effettuata con un programma agli elementi finiti di tipo generale, sulla singola maglia strutturale contenente la trave a ginocchio.

Anche le solette rampanti, seppur in misura notevolmente minore, producono effetti di irrigidimento di cui è opportuno tener conto. La modellazione più accurata richiederebbe l'uso di elementi lastra-piastra (Fig. 9.18), tuttavia anche una modellazione ad elementi trave, assegnando all'elemento le caratteristiche meccaniche della sezione trasversale della soletta può dare esiti affidabili.

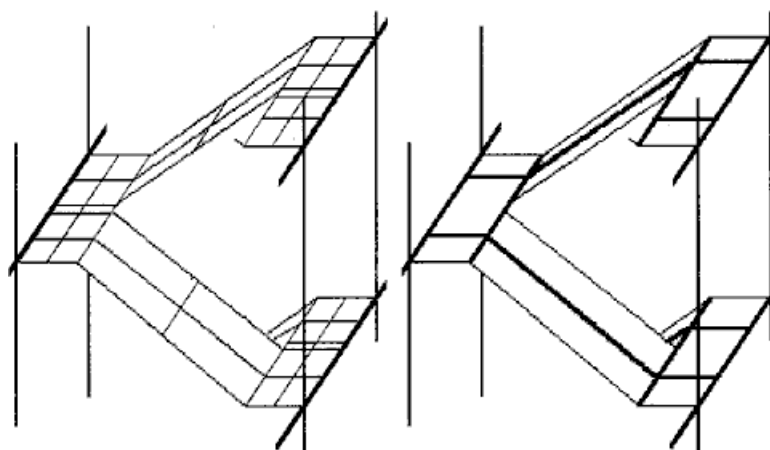


Fig. 9.18 - Modellazioni di solette rampanti mediante elementi lastra-piastra ed elementi trave

Solai e coperture

Qualora non siano adottabili per i solai le ipotesi di infinita rigidezza o infinita deformabilità, il solaio può essere schematizzato come indicato in Fig. 9.19, ossia mediante bielle di rigidezza assiale equivalente, elementi lastra o elementi lastra-piastra, o con un ordito di travi equivalente. In questi casi le masse vanno distribuite tra i vari nodi secondo l'area di influenza e non più concentrate nel nodo baricentrico di piano.

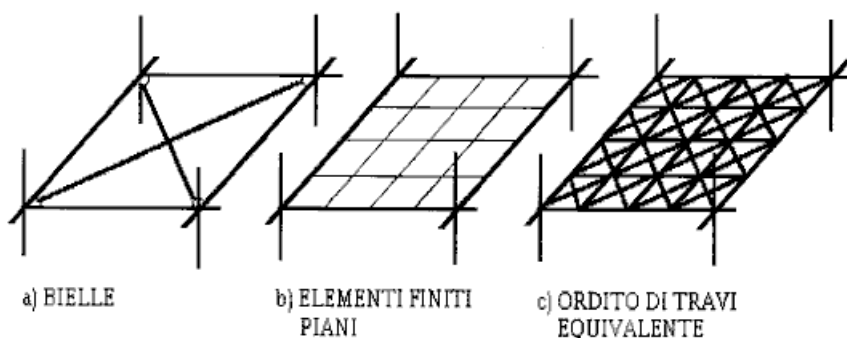


Fig. 9.19 - Modellazione del solaio deformabile

La schematizzazione mediante bielle ha il vantaggio della semplicità e lo svantaggio delle inesatte o scarse informazioni sugli effetti locali (sollecitazioni nel solaio, tensioni al contatto trave-solaio). La valutazione delle caratteristiche meccaniche richiede una certa sensibilità da parte dell'analista, nel caso si utilizzi una schematizzazione a bielle. In particolare, per quanto riguarda la valutazione dell'area della sezione, si può ricorrere all'equivalenza lastra-traliccio (12) assumendo uno spessore pari allo spessore della caldana, nel caso di solai latero-cementizi, o lo spessore della soletta, nel caso di soletta piena in c.a..

La schematizzazione mediante elementi piani può fornire informazioni più ampie e precise, a prezzo di un forte aggravio dei tempi di modellazione e elaborazione. Se, infatti, si vogliono cogliere alcuni effetti locali, occorrerà infittire la maglia strutturale, inserendo numerosi nodi all'interno delle campate, con un considerevole incremento non solo degli elementi ma anche dei gradi di libertà.

Se si rinuncia alla valutazione degli effetti locali direttamente nell'analisi d'insieme dell'edificio, si possono considerare elementi piani della dimensione di un intero campo di solaio. Si noti che alcuni programmi includono elementi finiti con caratteristiche di rigidezza ortotrope che permettono di modellare correttamente il

comportamento di solai laterocementizi a singola tessitura. Nel caso in cui per questi ultimi si utilizzino elementi isotropi, lo spessore dell'elemento andrà assunto pari a quello della caldaia.

I modelli validi per i solai orizzontali sono applicabili, senza sostanziali differenze, alla modellazione delle falde di copertura inclinate. Molto spesso le coperture inclinate sono caratterizzate da un solaio orizzontale di sottotetto direttamente connesso, senza elementi intermedi, con le falde inclinate, così da costituire una maglia triangolare indeformabile. È evidente che in caso di falda poco inclinata si possono unificare falde e sottotetto in un unico diaframma orizzontale rigido di massa pari alla massa complessiva (Fig. 9.20), limitando lo studio delle sollecitazioni sulle falde agli effetti dei soli carichi verticali.

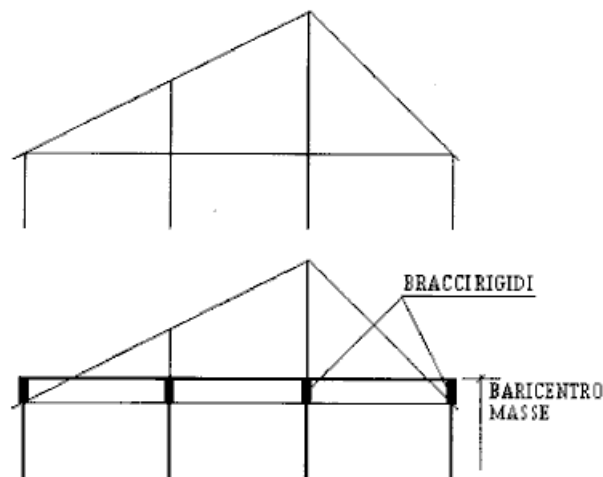


Fig. 9.20 - Modellazione di falde e sottotetto disposti a maglia triangolare

Tamponature e tramezzi

L'ipotesi, spesso adottata, che la rigidità di tamponature e tramezzi si possa trascurare, può condurre a gravi errori nella valutazione del comportamento sismico degli edifici, talché i codici EC8 e GNDT (28,17) prescrivono la messa in conto degli elementi "non strutturali", nel caso essi abbiano forte rigidità e siano a contatto con la struttura principale. Il D.M. non fa cenno alla necessità di tener conto degli elementi non strutturali se non al punto C.9.6.1, relativo agli interventi di adeguamento sulle costruzioni esistenti. La circolare cita al punto par. B.1 la necessità di considerare eventualmente elementi non strutturali rigidi e resistenti e tratta estesamente nell'allegato 2 delle modalità di modellazione e di verifica dei pannelli murari inseriti nella maglia strutturale. Queste problematiche vengono discusse in un successivo paragrafo.

Una corretta schematizzazione delle tamponature urta con la difficoltà di rappresentare le condizioni di vincolo tamponatura-struttura, estremamente variabili di caso in caso e nelle diverse parti. È ad esempio improbabile, a meno che la trave in c.a. sovrastante non venga gettata direttamente sulla tamponatura, che il collegamento trave superiore-tamponatura sia efficace. Inoltre l'anisotropia, la scarsa resistenza a trazione non solo del materiale ma anche del contatto muratura-struttura, rendono quanto mai problematica una corretta schematizzazione in campo elastico lineare. È pertanto sconsigliabile ricorrere a modellazioni troppo sofisticate (ad esempio utilizzando elementi lastra su una maglia fitta), essendo spesso sufficiente una schematizzazione a bielle per cogliere sia gli aspetti globali del comportamento sismico dell'edificio, sia, e forse meglio, l'interazione locale pannello-pilastro. Esse dovrebbero simulare il comportamento a puntone, disposto obliquamente tra i nodi opposti del riquadro strutturale, che effettivamente si riscontra nella realtà per effetto della scarsa resistenza a trazione del materiale. Nel caso si effettui un'analisi statica, sarà opportuno disporre una sola biella come illustrato in Fig. 9.21. È evidente che sono richieste in tal caso due analisi per ciascuna direzione del sisma, utilizzando modelli diversi. Nel caso di analisi dinamica, occorrerà disporre due bielle, di rigidità metà di quella del puntone, non essendo

definito il verso dell'azione. Le caratteristiche del puntone equivalente possono essere valutate assumendo lo stesso spessore ed una larghezza pari a un decimo della lunghezza della diagonale, come indicato nell'allegato 2 della circolare. In presenza di aperture occorrerà valutare di volta in volta l'efficacia dell'elemento a resistere alle azioni orizzontali, in relazione ad entità, disposizione delle aperture e presenza di cornici di irrigidimento, e decidere se inserire tale elemento nel modello.

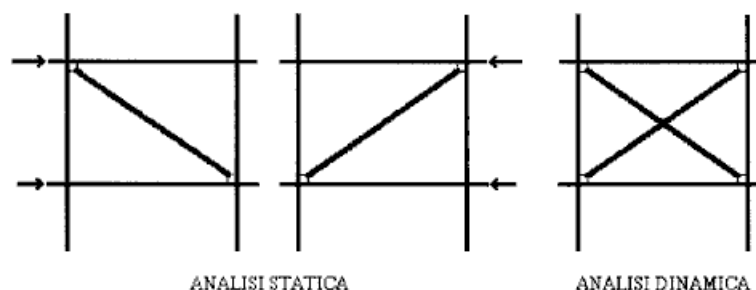


Fig. 9.21 - Modellazione delle tamponature

La presenza di elementi non strutturali rigidi induce non solo effetti globali ma anche ulteriori sollecitazioni taglianti e flettenti nei pilastri, in relazione alla imperfezione del collegamento tra il riquadro strutturale e la tamponatura. La mancanza di un collegamento efficiente muratura-trave superiore, infatti, determina un'azione a puntone non più tra nodo e nodo, ma tra nodo inferiore di un pilastro ed estremità superiore del pilastro opposto (Fig. 9.22), ciò determinando la necessità di introdurre un considerevole numero di nodi aggiuntivi, con conseguente aggravio dei tempi di calcolo ed ulteriore complicazione del modello. In alternativa, mantenendo la più classica disposizione di collegamento tra i nodi strutturali trave-pilastro, si può valutare il taglio nell'estremità superiore del pilastro aggiungendo al valore del taglio ottenuto nell'analisi globale dell'edificio la componente orizzontale delle bielle convergenti nel nodo trave-pilastro in esame, e al momento lo stesso taglio moltiplicato per un braccio pari a 1/10 dell'altezza, come suggerito nell'allegato 2. È evidente che un programma che esegua automaticamente le verifiche a partire dai risultati dell'analisi strutturale non terrà conto di questo effetto, a meno che non si possa intervenire manualmente, modificando le sollecitazioni calcolate sui pilastri.

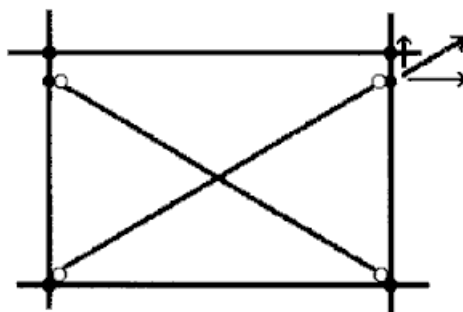


Fig. 9.22 - Modellazione "realistica" del collegamento tamponatura-struttura (analisi dinamica)

Fondazioni

La deformabilità del terreno e delle strutture di fondazione può determinare considerevoli variazioni nella risposta degli edifici all'azione sismica, sia a livello locale che a livello globale. Per questo motivo, soprattutto se si esegue un'analisi dinamica, sarebbe opportuno tenerne conto direttamente nella modellazione dell'edificio.

La caratteristiche di deformabilità e di isteresi del terreno di fondazione determinano una serie di effetti che possono modificare sostanzialmente la risposta strutturale. Semplificando drasticamente il problema, si possono individuare tre fenomeni:

- 1) modificazione dell'onda sismica nell'attraversamento degli strati deformabili di terreno, normalmente degli ultimi 30-60 metri (fenomeno indipendente dalla presenza della struttura);
- 2) interazione terreno-struttura, con parziale restituzione dell'energia sismica dalla struttura al terreno (tanto più importante quanto più le strutture sono massive e rigide);
- 3) modificazione delle caratteristiche di rigidità dei vincoli a terra dell'edificio.

Sebbene sarebbe possibile tener conto dei tre fenomeni suddetti in maniera corretta ed esauriente, adottando un unico modello comprendente terreno e strutture, per gli edifici è lecito semplificare drasticamente il problema, tenendo conto del primo fenomeno, attraverso un'opportuna differenziazione degli spettri di risposta in relazione alla natura del terreno (17, 28), ignorando in favore di sicurezza il secondo fenomeno, più importante per altri tipi di strutture (centrali nucleari, ponti), e mettendo in conto gli effetti del terzo fenomeno attraverso la modellazione dei vincoli a terra.

Per la modellazione di fondazioni a plinto è sufficiente disporre degli elementi molla alla base dei pilastri. Nel caso il programma non disponga di elementi molla, si possono utilizzare elementi trave o elementi biella di opportuna rigidità.

Rimanendo nell'ambito del comportamento elastico lineare, l'unica maniera effettivamente praticabile per modellare la deformabilità delle fondazioni, senza determinare un drastico appesantimento dei tempi di calcolo, consiste nell'adottare delle molle di adeguata rigidità alla base dell'edificio. La disponibilità di elementi finiti trave o piastra che già includono un letto di molle alla Winkler (Fig. 9.23), agevola notevolmente la modellazione delle fondazioni superficiali su trave rovescia e delle fondazioni profonde su pali e non richiede un aumento del numero di nodi e di elementi in fondazione. Nel caso non sia disponibile questo tipo di elemento, si può ovviare discretizzando ulteriormente, con l'inserimento di nodi intermedi, gli elementi a contatto con il terreno, e vincolando i nodi con elementi molla (Fig. 9.24).

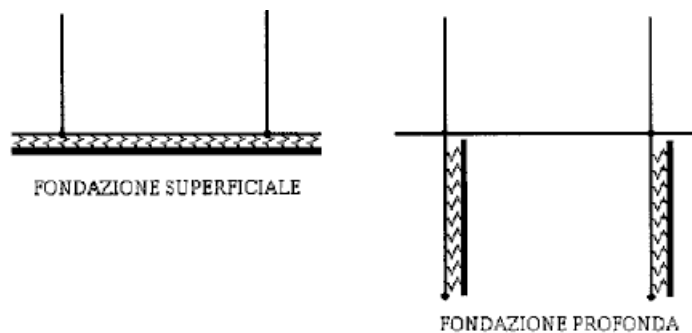


Fig. 9.23 - Modellazione delle fondazioni con elementi trave Winkler

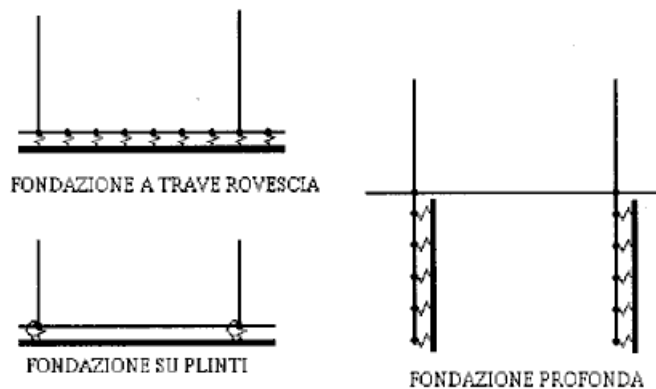


Fig. 9.24 - Modellazione delle fondazioni con elementi trave ed elementi molla

Occorre infine sottolineare un aspetto molto importante di questo tipo di modellazione. Lo spettro definito dalle normative definisce l'azione agente sulla struttura. L'interposizione di elementi deformabili che operano nella direzione del sisma, modificano sostanzialmente l'input sismico sulla struttura, conducendo normalmente a progettazioni in sfavore di sicurezza (per l'aumento della deformabilità e, quindi, del periodo). Per questo motivo, a prescindere da considerazioni riguardanti il ben più complesso comportamento d'insieme terreno-struttura, è necessario mantenere vincoli fissi alla base della struttura nella direzione considerata per l'azione sismica. Ad esempio nel caso più frequente di azione sismica orizzontale, si disporranno solamente vincoli elastici verticali e, eventualmente, rotazionali.

Smorzamento

La valutazione dello smorzamento è necessaria solamente in alcuni casi quando si esegue l'analisi dinamica. La dissipazione di energia nelle strutture in c.a. operanti in campo elastico è legata alla fessurazione e a lievi scorrimenti delle armature nonché agli effetti di interazione con gli elementi non strutturali, fenomeni tutti estremamente complessi e difficilmente modellabili a livello puntuale. Per convenienza di soluzione, la dissipazione di energia viene messa in conto direttamente a livello globale, considerando uno smorzamento viscoso lineare che si traduce in smorzamenti modali dell'ordine del 5% dello smorzamento critico.

Nelle applicazioni in cui si utilizza il metodo dell'analisi modale con spettro di risposta, lo smorzamento modale è direttamente tenuto in conto nello spettro di risposta. Le normative infatti forniscono uno spettro riferito, in maniera più o meno esplicita, ad un rapporto di smorzamento pari al 5%. Qualora si ritenga necessario variare tale valore, si possono adottare le formule che legano le ordinate spettrali allo smorzamento, come ad esempio quella contenuta nell'EC8 (28), per la quale l'ordinata spettrale va moltiplicata per $[0.07 / (0.02 + \xi)]^{0.5}$, essendo ξ lo smorzamento del modo in esame.

Masse

Le masse strutturali devono essere definite solamente nel caso di analisi dinamica. Le masse possono essere rappresentate o come concentrate ai nodi o come ripartite lungo gli elementi. La prima rappresentazione richiede la diretta assegnazione, a ciascun grado di libertà di ciascun nodo, della relativa massa, valutata sulla base di semplici considerazioni geometriche; la seconda è invece effettuata automaticamente dal programma e tiene correttamente conto della distribuzione delle masse all'interno dell'elemento. Sebbene meno accurata, la modellazione a masse concentrate è in genere quella più frequentemente adottata perché semplifica sensibilmente l'analisi senza determinare sostanziali perdite di accuratezza.

Nella modellazione tridimensionale a diaframmi rigidi (Fig. 9.8), particolare attenzione va dedicata alla definizione corretta dei valori delle masse da attribuire ai tre gradi di libertà (traslazioni e rotazione nel piano orizzontale) del nodo *master*, il nodo posizionato nel baricentro delle masse, nel quale si concentrano le caratteristiche inerziali del solaio. Ai gradi di libertà traslazionali va attribuita una massa pari alla massa totale del piano, mentre al grado di libertà rotazionale va attribuito il valore del momento d'inerzia polare delle masse del piano. Ovviamente nessuna massa dovrà essere attribuita ai gradi di libertà (g.l. *slave*) degli altri nodi appartenenti al piano.

Nella valutazione delle masse degli edifici occorre tener conto della presenza dei carichi accidentali. Come visto in precedenza, il D.M. consente di considerare solamente un'aliquota dei carichi accidentali massimi (C.6.1.1), per tener conto della scarsa probabilità che si verifichino contemporaneamente due eventi rari, quali il terremoto violento ed i massimi valori degli accidentali su tutta la struttura. Ovviamente tali aliquote sono differenziate in relazione alla destinazione d'uso dei singoli ambienti all'interno dell'edificio.

9.2.6. CONTROLLO DI CORRETTEZZA DELL'ANALISI STRUTTURALE

La complessità delle modellazioni tridimensionali degli edifici conduce spesso ad errori, sia di impostazione del modello che di descrizione dello stesso nei termini richiesti dal programma di calcolo. Quest'ultima fase era, per i

primi programmi di analisi strutturale privi di qualsiasi capacità grafica e con modalità di input basate su tabelle numeriche in formato fisso, un'operazione estremamente difficoltosa e comunque laboriosa. Oggi la disponibilità di capacità grafiche notevoli, sia del software che dell'hardware, semplifica notevolmente il compito del progettista. Tuttavia il problema rimane cruciale, ed è necessario dedicare la massima attenzione alle fasi di ideazione e "sdfittamento" del modello.

Per la corretta descrizione del modello i programmi di calcolo richiedono dati alfanumerici che vengono interpretati secondo un "linguaggio convenzionale". Sebbene numerosi passi avanti siano stati fatti per semplificare tale linguaggio, così da renderlo sempre più agevole, flessibile e facilmente comprensibile anche all'utente (15,21), arrivando in alcuni casi alla descrizione grafica diretta della geometria della struttura, il rischio di errori di modellazione rimane ancora abbastanza elevato. Risulta pertanto necessario effettuare controlli accurati sia direttamente sul modello, così come viene interpretato dal programma di calcolo, che sui risultati. Un processo di feed-back tra questi due tipi di controlli permette di perfezionare il modello ed ottenere risultati "corretti".

Controllo diretto del modello

I controlli di correttezza del modello traggono notevoli vantaggi dalle capacità grafiche dei moderni programmi di analisi strutturale e dei calcolatori. La visualizzazione della struttura nel suo insieme e nelle sue singole parti (piani, telai, sottoassemblaggi) permette di controllare facilmente la geometria, la numerazione di nodi ed elementi, e, in alcuni casi, le incidenze nodi-elementi. Quest'ultimo controllo richiede la evidenziazione dei nodi e, possibilmente, la separazione tra nodi ed elementi. Non è inconsueto dimenticare di connettere tra loro aste che si intersecano, come nel caso tipico di intersezione tra trave a ginocchio e pilastro (Fig. 9.25).

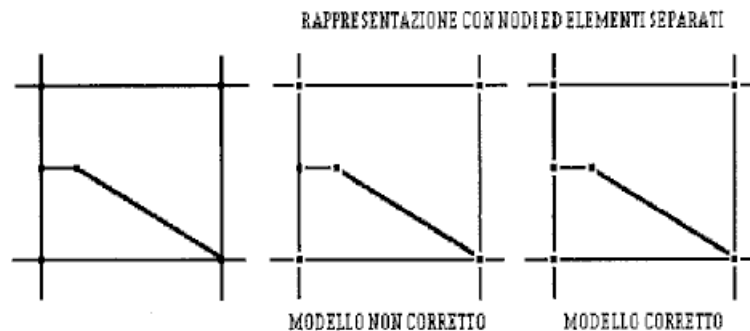


Fig. 9.25 - Individuazione della modellazione corretta mediante rappresentazione con nodi ed elementi separati

Il disegno su carta della struttura, con indicati la numerazione dei nodi e delle aste, rappresenta inoltre un ausilio indispensabile alla utilizzazione dei risultati e alla progettazione delle singole membrature.

Il controllo della geometria non esaurisce il problema della verifica del modello. È infatti richiesto il controllo anche dei vincoli sui nodi, delle caratteristiche meccaniche degli elementi e delle caratteristiche inerziali della struttura.

I vincoli sui nodi devono essere coerenti con i vincoli a terra scelti per la struttura e con i tipi di elementi considerati; si ribadisce in particolare di fare attenzione alla corretta definizione dei gradi di libertà nel caso si utilizzino elementi biella, lastra e piastra. Per quanto riguarda le caratteristiche degli elementi, uno dei controlli fondamentali riguarda il sistema di riferimento locale e la correttezza delle caratteristiche di sezione rispetto all'orientamento di tale sistema. Per quanto riguarda le caratteristiche inerziali della struttura per l'esecuzione di analisi dinamiche, gli errori più frequenti riguardano la coerenza dell'unità di misura adottata per le masse rispetto al sistema di unità di misura adottato per il modello, e la replica di masse fornite secondo diverse

modalità (masse concentrate nel nodo master, masse distribuite negli elementi). Purtroppo per tali controlli generalmente i programmi non forniscono specifici aiuti, talché è necessario riesaminare dettagliatamente il file di input o, meglio, il tabulato generato dal programma con la descrizione alfanumerica della struttura.

Controllo dei risultati

Il controllo dei risultati deve riguardare sia le grandezze globali che quelle locali. Fissando l'attenzione sui risultati delle analisi dinamiche, è opportuno verificare, come quantità globali, l'entità del periodo proprio, dei coefficienti di partecipazione e delle masse efficaci, i tagli e i momenti alla base, le deformate modali.

Il valore del periodo degli edifici varia in un intervallo abbastanza ristretto ed è essenzialmente legato al numero di piani, alle dimensioni in pianta e in elevazione e alla tipologia strutturale. Numerose formule sono state proposte per una valutazione approssimata del periodo di vibrazione degli edifici con ossatura in c.a.. Le più semplici esprimono il periodo come funzione lineare del numero dei piani N_p o come funzione delle dimensioni in pianta B e in elevazione H :

$$T_0 = 0.1 H \sqrt{B} \quad ; \quad T_0 = N_p / (10 + 12) .$$

Sarà pertanto opportuno confrontare il valore del periodo proprio ottenuto con l'analisi strutturale con il valore ricavato con queste semplici formule, tenendo conto che la presenza di elementi strutturali molto rigidi (pareti in c.a., maglia dei pilastri molto fitta, tamponature e tramezzi) determina una riduzione del periodo proprio rispetto a tale valore, mentre una maggiore deformabilità (maglia strutturale rada, altezze di piano maggiori dell'usuale, considerazione della deformabilità del terreno) determina un incremento. In genere differenze maggiori del 20-30% rispetto ai valori definiti dalle formule, che non siano giustificati da considerazioni di questo tipo, potrebbero indicare errori locali di modellazione (valutazione errata della rigidezza di uno o più elementi, incidenze nodi-elementi errate, etc.), e dovrebbero essere controllati con una formula più accurata che si ispira al metodo di Rayleigh-Ritz.

Differenze del 300-1000% sul valore del periodo sono spesso imputabili ad errori di coerenza tra le unità di misura di massa e di rigidezza (moduli elastici e caratteristiche di sezione). Infine differenze di più ordini di grandezza sono quasi sempre determinate da labilità della struttura dovute ad errate descrizioni dei vincoli o assegnazioni dei gradi di libertà.

Un altro controllo molto importante e, peraltro, agevole riguarda i coefficienti di partecipazione secondo le tre direzioni principali. Ovviamente i coefficienti di partecipazione dovranno essere nulli nelle direzioni in cui la massa è nulla (ad esempio in direzione verticale quando si opera con diaframmi rigidi e non interessano gli effetti inerziali verticali). Inoltre i coefficienti di partecipazione di modi con autovettori normalizzati ($\underline{\Phi}_i^T \underline{M} \underline{\Phi}_i = 1$) godono della seguente proprietà:

$$\frac{\sum_{i=1}^n \Pi_i^2}{M_{\text{tot}}} = 1$$

in cui n è il numero complessivo dei gradi di libertà dinamici. Poiché il numero di modi di vibrare m richiesti al programma è in generale minore di n , dovrà risultare:

$$\frac{\sum_{i=1}^m \Pi_i^2}{M_{\text{tot}}} = \alpha \leq 1$$

Valori di α maggiori di 1 sono generalmente conseguenza di un'errata descrizione delle masse. I valori di α risultano, a parità di numero di modi m , tanto più piccoli quanto più irregolare è la struttura. Con $m=10$ si

conseguono in genere un valore di α maggiore di 0.8. Valori di α considerevolmente inferiori sono spesso conseguenza di errori di definizione delle unità di misura.

Per il controllo delle forme modali, i programmi moderni sono in grado di fornire una rappresentazione grafica assonometrica della struttura deformata. In generale le rappresentazioni più significative sono quelle con punto di vista dall'alto e laterale. È possibile da tali rappresentazioni individuare errori sulla descrizione locale del modello, ed in particolare sull'incidenza aste-nodi, sull'assegnazione delle rigidezze e delle masse. Ad esempio un errore nelle incidenze aste-nodi si manifesta spesso con spostamenti anomali nei modi superiori, dovuti all'insorgenza di modi di vibrazione a carattere locale, inconsistenti con la reale geometria della struttura. Tuttavia qualunque rappresentazione dettagliata della struttura completa non permette un'agevole lettura degli andamenti globali dei modi ed in particolare dei modi superiori. Nel caso di modellazione a diaframmi rigidi, è opportuno ricorrere ad una rappresentazione, purtroppo non fornita dai programmi di calcolo, degli spostamenti dei soli nodi master in direzione X e Y e delle rotazioni Z. Per poter confrontare le rotazioni Z con gli spostamenti, e valutarne così l'importanza reciproca, è opportuno moltiplicare Z per una lunghezza, quale ad esempio il giratore di inerzia delle masse del piano oppure la distanza tra il nodo master ed il nodo più lontano del piano. Si ottengono così tre diagrammi per ciascuna fila di nodi master (Fig. 9.26), che permettono di controllare il regolare andamento dei modi di vibrare, ed individuare quindi eventuali errori di modellazione.

La forma dei modi, almeno per strutture abbastanza regolari, ha andamenti relativamente prevedibili per i primi 6-9 modi.

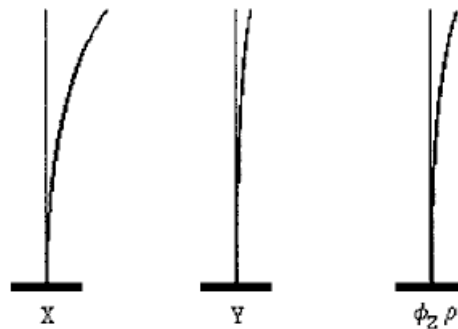


Fig. 9.26 - Rappresentazione dei modi di vibrare mediante gli spostamenti dei nodi master

Considerazioni analoghe sulle deformate prodotte dalle forze orizzontali o anche dai carichi verticali valgono nel caso di analisi statica.

Un altro importante controllo riguarda le sollecitazioni globali, quali il taglio complessivo alla base, forniti da alcuni programmi di calcolo. In particolare, nel caso di analisi dinamica, occorrerà verificare che sia:

$$S_{tot} = 0.6 \div 0.8 K_h W$$

Valori non contenuti in tale intervallo possono indicare errori di descrizione del modello. Nel caso di analisi statica dovrà essere verificato l'equilibrio alla traslazione dell'edificio, e pertanto la somma dei tagli nei pilastri in direzione parallela all'azione sismica dovrà risultare esattamente:

$$S_{tot} = K_h W$$

I diagrammi dei tagli complessivi sulle varie sottostrutture verticali (telai, pareti, nuclei ascensori), del tipo mostrato in Fig. 9.27, forniscono, oltre che indicazioni sulla correttezza del modello, anche utili informazioni sul comportamento globale della struttura e sui correttivi da apportare al progetto strutturale prima di intraprendere la fase di progettazione e verifica delle resistenze. In particolare ci si dovrà attendere una distribuzione fortemente disuniforme quando insieme ai telai a maglia ortogonale sono presenti pareti e/o nuclei ascensore e/o telai con travi a ginocchio. Questi ultimi, per la loro notevole rigidezza, attraggono gran parte delle forze d'inerzia e spesso risultano incapaci di sostenerle.

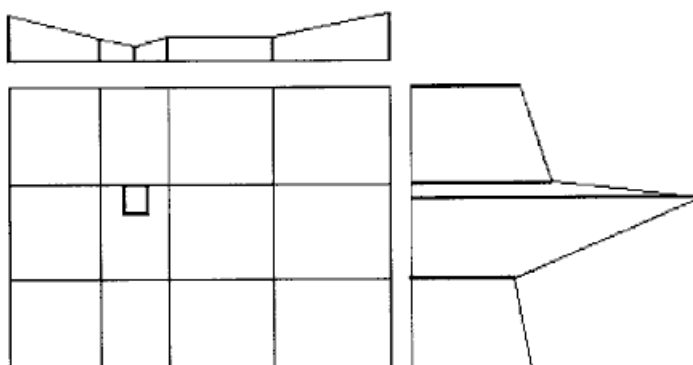


Fig. 9.27 - Diagrammi della distribuzione del taglio tra le sottostrutture verticali

Il controllo delle sollecitazioni locali è in generale raccomandabile allorché si sospetti la presenza di errori locali di modellazione o di descrizione del modello. Particolarmente significativo è il controllo della distribuzione delle sollecitazioni di taglio tra i vari pilastri alla base dell'edificio. Nel caso di strutture regolari con pilastri di sezioni uguali e di uguali altezze, in assenza di significativi effetti torsionali, le sollecitazioni di taglio nella direzione del sisma dovrebbero variare poco da un elemento ad un altro. In situazioni più complesse sarà opportuno comunque verificare che a rigidità maggiori corrispondano valori maggiori del taglio e che, in presenza di effetti torsionali ed a parità di caratteristiche, i pilastri perimetrali siano sollecitati maggiormente.

Molto spesso si commettono errori nella definizione e descrizione dei bracci rigidi. In tali casi sarebbe opportuno verificare l'equilibrio di nodi, di elementi o di porzioni di struttura, facendo riferimento allo schema strutturale così come è stato concepito. Purtroppo la verifica dell'equilibrio non è possibile nel caso di analisi dinamica con lo spettro, in quanto i valori efficaci delle sollecitazioni sono, per definizione, in valore assoluto e comunque non rispettano le condizioni di equilibrio. Nei casi in cui si sospetti la presenza di errori può essere di ausilio l'effettuazione di un'analisi statica, con una condizione di carico particolarmente semplice, che permetta di verificare facilmente gli equilibri locali.

9.2.7. VERIFICHE

Al punto C.6.3 del D.M. vengono fornite le indicazioni e le prescrizioni per l'effettuazione delle verifiche di sicurezza, distinguendo tra verifiche sulle sollecitazioni o tensioni e verifiche sugli spostamenti. Le prime hanno lo scopo di cautelarsi rispetto al collasso della struttura, contando sul soddisfacimento dei requisiti di duttilità conseguibili attraverso il rispetto delle regole fornite in allegato 1 della circolare. Le seconde hanno lo scopo di cautelarsi sia rispetto ai danni agli elementi non strutturali e agli impianti, per terremoti di medio-bassa intensità, sia rispetto al collasso per terremoti di elevata intensità quando la connessione tra parti strutturali (ad esempio in un appoggio mobile) o il distacco (ad esempio tra due edifici adiacenti) non siano adeguati a sostenere gli spostamenti relativi.

Sia per le verifiche di resistenza che per le verifiche di spostamenti e deformazioni, il punto C.6.3 si rifà sostanzialmente ai punti B.8 e B.9, con alcune particolarizzazioni riguardanti gli spostamenti. In particolare per la verifica dei danni agli elementi non strutturali e agli impianti si fa specifico riferimento allo spostamento tra due piani successivi e si forniscono, in mancanza di specifiche valutazioni, limitazioni differenziate ($0.002H$ o $0.004H$, con H altezza di interpiano) a seconda che gli elementi non strutturali siano fragili e/o interferiscano o meno con la struttura.

9.3. COMMENTI E MIGLIORAMENTI POSSIBILI

Nonostante le importanti modifiche apportate nell'ultimo D.M., la normativa italiana risente ancora, almeno per quanto riguarda il punto C.6, di un'impostazione obsoleta, riferita a modelli e strumenti di analisi e verifica oramai superati. Un suo completo adeguamento alle norme europee, ed in particolare all'EC8, appare oramai maturo e improrogabile. I commenti di seguito riportati, tuttavia, prescindono da aspetti di carattere generale e si riferiscono alle singole sezioni, evidenziano difetti e miglioramenti nell'ambito dell'impostazione attuale.

9.3.1. ANALISI STRUTTURALE

Al punto C.6.1.1 nella formula di valutazione delle forze statiche equivalenti, e al punto C.6.2, relativo all'analisi dinamica, compare il coefficiente di fondazione ϵ , peraltro assente nelle analoghe formule del cap. B. Esso ha lo scopo di modificare in maniera semplice e diretta le ordinate spettrali per tener conto degli effetti di filtrazione degli strati superficiali di terreni soffici alluvionali. In codici sismici più moderni questi effetti vengono messi in conto attraverso una modifica della forma spettrale e non semplicemente attraverso una amplificazione delle ordinate uniforme su tutti i periodi di vibrazione. È infatti noto che lo spettro di risposta di accelerogrammi registrati su terreni soffici ha forme diverse in relazione al periodo predominante di tali strati.

Ad esempio l'EC8 prescrive i tre diversi spettri, denominati A, B, C, per terreni rispettivamente di rigidità elevata, media, bassa. Confrontando tali spettri con quelli di normativa, si riscontra che lo spettro della normativa italiana coincide per forma con lo spettro relativo al terreno tipo C.

Nella Fig. 9.28 sono riportati i tre spettri di progetto A, B, C dell'EC8 e gli spettri della normativa italiana per $\epsilon=1$, $\epsilon=1.15$, $\epsilon=1.30$, che dovrebbero presumibilmente corrispondere agli spettri EC8. Gli spettri sono normalizzati in maniera che gli spettri per terreni soffici dell'EC8 e del D.M. coincidano. È evidente come per terreni di rigidità elevata e media (A e B) gli effetti del sisma risultino sottostimati (del 44% e del 25%) per edifici con periodo basso (minore di 0.4-0.6 sec.). Ovviamente con altra normalizzazione, risulteranno sovrastimate le sollecitazioni negli edifici a periodo elevato su terreni soffici.

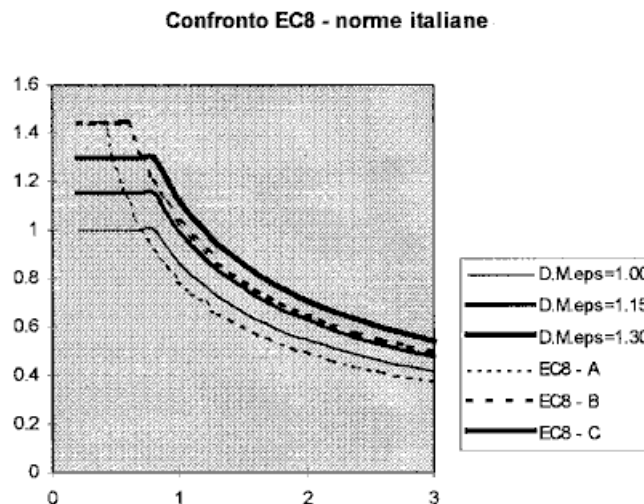


Fig. 9.28 - Confronto spettri di progetto della normativa italiana e dell'EC8

Al di là della correttezza delle valutazioni appare necessario introdurre nella descrizione generale dell'azione sismica il coefficiente di fondazione attualmente previsto solo per gli edifici.

Ancora al punto C.6.1.1, i coefficienti di contemporaneità delle masse relative ai carichi accidentali per la determinazione delle masse strutturali sono valutati in maniera semplice e risultano sensibilmente sovrastimanti rispetto a quelli dell'EC8. Inoltre il coefficiente di distribuzione i è calibrato esclusivamente sul primo modo di vibrare. Uno dei limiti nell'applicazione dell'analisi statica è legata all'influenza del secondo modo di vibrare quando il periodo fondamentale è elevato, ed infatti il D.M. non consente l'analisi statica se $T_0 > 1.4$ sec.. In altre normative il campo di applicazione dell'analisi statica è ampliato attraverso una opportuna scelta del coefficiente di distribuzione in maniera da produrre risultati più simili o comunque cautelativi rispetto a quelli di un'analisi dinamica. Ad esempio lo Uniform Building Code (U.S.A.), negli edifici con periodo superiore a 0.7 sec., alle forze legate ad una distribuzione triangolare dell'accelerazione lungo l'altezza aggiunge una forza concentrata in sommità pari allo $0.07 T_0$ della risultante complessiva, dunque crescente al crescere del periodo e dell'importanza dei modi superiori.

Come è chiaramente espresso nel punto C.6.1.1, l'analisi statica è limitata agli edifici "regolari", la definizione delle irregolarità che impediscono l'adozione dell'analisi statica è accennata nello stesso paragrafo e meglio precisata nella circolare, nel par. B.4 relativo ai criteri generali, dove vengono distinte irregolarità in pianta e in elevazione. Tale definizione resta tuttavia qualitativa. Occorre peraltro riconoscere le difficoltà nello stabilire quantitativamente le irregolarità rilevanti ai fini dell'applicabilità dell'analisi statica, specialmente quando irregolarità di diverso tipo in pianta e in elevazione coesistono contemporaneamente. La scelta viene quindi inevitabilmente demandata alla sensibilità del progettista. La segnalazione dell'importanza delle irregolarità, presente sia nel D.M. che nella relativa circolare, deve costituire comunque una raccomandazione ad evitarle, per quanto possibile, sin dalla progettazione architettonica.

Il primo comma del punto C.6.1.2 recita testualmente: "La ripartizione delle forze orizzontali fra le diverse strutture dell'edificio deve essere effettuata a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidzze". Se interpretato alla lettera tale comma porta a commettere errori grossolani sulla valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali per i due seguenti motivi:

- una ripartizione puramente in funzione delle rigidzze implica l'assenza di qualsiasi effetto torsionale d'insieme, effetto, invece, normalmente presente sia per la usuale non coincidenza tra centro di massa e centro delle forze resistenti dell'edificio, sia per l'eccentricità fittizia del centro di massa, prevista nel comma successivo;
- una ripartizione a ciascun livello in proporzione alle rispettive rigidzze, implica evidentemente la possibilità di definire una rigidzza di piano e, in una interpretazione più ampia delle modalità di ripartizione che tenga in conto anche gli effetti torsionali, un centro di rigidzza di piano. Tutto ciò è possibile solo se si fa riferimento ad un modello interpretativo del comportamento degli edifici oramai completamente superato, quale il modello shear-type, e del tutto inadeguato a cogliere l'effettivo comportamento sismico dell'edificio, specialmente in presenza di strutture piane a deformabilità fortemente differenziata per tipo ed entità (ad esempio telai e pareti controventanti o nuclei ascensore).

Appare dunque evidente la necessità di riformulare il primo comma, per renderlo consono agli strumenti e i modelli di analisi oggi comunemente utilizzati.

Nello stesso punto C.6.1.2, viene prescritto uno spostamento del punto di applicazione della forza. La problematica è già stata esaminata nel par. 9.2.3 di questo testo. In realtà è evidente come la variabilità degli accidentali richiederebbe l'esecuzione di più analisi, siano esse statiche o dinamiche, cambiando la posizione del centro di massa in relazione a tale variabilità. Ad esempio l'EC8 prescrive di assumere il centro di massa spostato di $\pm 0.05L$ dalla posizione nominale per ciascuna delle due direzioni ortogonali dell'azione sismica. Ne scaturisce la necessità di effettuare un gran numero di analisi (4 nel caso dell'EC8), per poi assumere, ai fini della progettazione e delle verifiche di sicurezza, i valori più cautelativi delle sollecitazioni. Ciò comporta, evidentemente, un notevole aggravio della procedura di verifica. In particolare per le analisi dinamiche, la variazione del centro di massa comporta il rifacimento dell'analisi modale, che rappresenta la fase di gran lunga più laboriosa dell'analisi. Inoltre per i modelli tridimensionali in cui le masse vengono distribuite tra i vari elementi, per cui la massa non risulta concentrata nel suo baricentro, l'operazione di spostamento del centro di massa non risulta agevole, dovendosi procedere ad una ridefinizione delle masse distribuite sul solaio.

Sarebbe auspicabile, dunque, trovare una soluzione alternativa che permetta di effettuare le verifiche di sicurezza con una sola analisi strutturale, così come avviene oggi nel caso di analisi dinamica, tenendo però conto di eventuali effetti torsionali aggiuntivi. Ad esempio si potrebbero aumentare le sollecitazioni di progetto, e dunque le resistenze, degli elementi strutturali (o dei telai piani di cui essi fanno parte) in funzione della loro posizione. In particolare si può pensare di aumentare la resistenza degli elementi perimetrali. Ciò condurrebbe ad un generale miglioramento del comportamento dell'edificio in campo non lineare, data la maggiore resistenza agli effetti torsionali (24, 25). Un provvedimento di questo tipo è già previsto nell'EC8 quando l'analisi viene svolta su modelli piani, amplificando le sollecitazioni di progetto di un coefficiente variabile linearmente dal centro verso l'esterno.

Al punto C.6.1.3 vengono indicate le modalità di valutazione degli effetti prodotti dalla componente verticale del sisma e le tipologie strutturali cui tali modalità si applicano. Al di là dei commenti sull'entità degli effetti della componente verticale (rispetto all'EC8 le accelerazioni risultano essere fino a sei-otto volte più elevati), per cui si rimanda al cap. 2, si vuole qui evidenziare l'importanza di tali effetti per gli edifici a struttura sospesa, per le travi portanti pilastri in falso e per le travi in precompresso, le ultime due segnalate anche dall'EC8. Si manifesta, perciò, da un lato la necessità di aggiungere tali tipologie alle tre già previste, dall'altro l'opportunità di ricalibrare l'entità degli effetti. Pur riconoscendo il giusto intento del Normatore nel differenziare i coefficienti maggiorativi dell'azione verticale, sia nell'analisi statica che in quella dinamica, in funzione del comportamento della struttura, occorre segnalare come, proprio in tale ottica, appaia più congruente applicare tale maggiorazione attraverso un diverso coefficiente di struttura.

9.3.2. VERIFICHE DI SICUREZZA

Al punto C.6.3 del D.M. vengono fornite le indicazioni e le prescrizioni per l'effettuazione delle verifiche di sicurezza, distinguendo tra verifiche sulle sollecitazioni o tensioni e verifiche sugli spostamenti. Le prime hanno lo scopo di cautelarsi rispetto al collasso della struttura, contando sul soddisfacimento dei requisiti di duttilità conseguibili attraverso il rispetto delle regole fornite in allegato 1 della circolare. Le seconde hanno lo scopo di cautelarsi sia rispetto ai danni agli elementi non strutturali e agli impianti, per terremoti di medio-bassa intensità, sia rispetto al collasso per terremoti di elevata intensità quando la connessione tra parti strutturali (ad esempio in un appoggio mobile) o il distacco (ad esempio tra due edifici adiacenti) non siano adeguati a sostenere gli spostamenti relativi.

Sia per le verifiche di resistenza che per le verifiche di spostamenti e deformazioni, il punto C.6.3 si rifà sostanzialmente ai punti B.8 e B.9, con alcune particolarizzazioni riguardanti gli spostamenti. In particolare, per la verifica del danneggiamento agli elementi non strutturali e agli impianti si fa specifico riferimento allo spostamento tra due piani successivi e si forniscono, in mancanza di specifiche valutazioni, limitazioni differenziate (0.002h o 0.004h) a seconda che gli elementi non strutturali siano fragili e/o interferiscano o meno con la struttura.

Esaminando con attenzione il problema delle verifiche degli spostamenti secondo le indicazioni riportate in C.6.3 e secondo quelle riportate nei criteri generali in B.9, ci si può rendere conto che sussistono sostanziali differenze. Come già evidenziato nel precedente paragrafo, infatti, lo spettro di risposta e le corrispondenti forze d'inerzia da assumere nell'analisi degli edifici (punto C.6) risultano amplificati, rispetto a quanto prescritto per una generica struttura (punto B), dai coefficienti di fondazione ϵ e di struttura β . A questo riguardo occorre distinguere i due tipi di verifica. In particolare, se per gli spostamenti sembra corretto considerare il coefficiente di fondazione, perché implica una specifica caratteristica dell'azione, appare invece incongruente considerare il coefficiente di struttura, essendo questo legato alle capacità di dissipazione e duttilità della struttura.

Guardando il comportamento di strutture cui si attribuiscono diversi valori di β , ma progettate con le stesse azioni sismiche, tali strutture soggette ad uno stesso terremoto dovrebbero avere gli stessi spostamenti, ma, a causa delle differenti caratteristiche di duttilità, avere livelli di danneggiamento strutturale diversi.

L'incremento di resistenza ottenuto mediante valori di differenziati ha il solo scopo di omogeneizzare il livello di danneggiamento strutturale a parità di spostamento. Considerare il coefficiente di struttura anche nel calcolo degli spostamenti comporta dunque delle penalizzazioni non giustificate nella verifica delle parti non strutturali.

Per quanto riguarda il coefficiente di protezione sismica I , occorre rilevare come l'importanza della struttura venga presa in considerazione due volte nella verifica agli spostamenti delle parti non strutturali:

- attraverso il coefficiente di protezione sismica I ;
- attraverso il coefficiente λ amplificativo degli spostamenti sismici.

È evidente perciò che la maggiorazione degli spostamenti di verifica, essendo λ pari a 2, 3, 4 per I pari a 1.0, 1.2, 1.4 rispettivamente, risulterà complessivamente pari a $I \cdot \lambda$, e dunque pari a:

- 2.0 per $I=1.0$
- 3.6 per $I=1.2$
- 5.6 per $I=1.4$

Ciò significa che il "Normatore" ha voluto, giustamente in termini qualitativi, attribuire alla verifica dei danni alle parti non strutturali e agli impianti un ruolo decisivo nella progettazione delle strutture. D'altra parte appare concettualmente corretto che una struttura di particolare importanza ai fini della protezione civile o che presenti particolare rischio per le sue caratteristiche d'uso, debba, oltre che non crollare, anche non subire danni tali da impedirne l'utilizzazione nell'immediato dopo terremoto o produrre vittime a causa dei crolli delle parti non strutturali o danni ad impianti delicati e/o pericolosi. Ne risulterà, ovviamente, che la progettazione di edifici "importanti" sarà fortemente e, spesso, prevalentemente condizionata dai requisiti di rigidità. Per valutare in quale misura tale condizionamento incide sulla progettazione di una struttura intelaiata in c.a., nei diagrammi di Fig. 9.29 è riportata la dimensione del lato di un pilastro a sezione quadrata e la tensione di lavoro a compressione, nell'ipotesi di carico verticale centrato, che soddisfano le condizioni sullo spostamento interpiano imposte dal D.M., nei casi di edifici correnti ($I=1.00$) e edifici di particolare importanza strategica ($I=1.40$) assumendo un coefficiente di fondazione $\epsilon = 1.00$ e $\epsilon = 1.30$ ($C = 0.10$, $C = 0.13$) e altezze di piano $H = 3.00$ e 4.00 m. In ascissa è riportato il carico verticale. Tali diagrammi sono ottenuti ipotizzando che lo spostamento interpiano sia pari a:

$$\eta_d = \frac{T}{8EJ/H^3}$$

essendo T il taglio di piano pari al coefficiente sismico C per il carico agente, E il modulo elastico pari a 25000 MPa, J il momento di inerzia della sezione quadrata del pilastro. Assumendo che ai fini della resistenza la tensione di lavoro a compressione centrata con cui si progettano i pilastri debba essere dell'ordine di 4 MPa, i diagrammi evidenziano come per $H = 3.00$ m, il limite sulla deformazione condizioni la progettazione soprattutto degli edifici di particolare importanza, e ancor più ai piani alti, mentre per $H = 4.00$, la progettazione sia sempre e fortemente condizionata dai limiti sulle deformazioni.

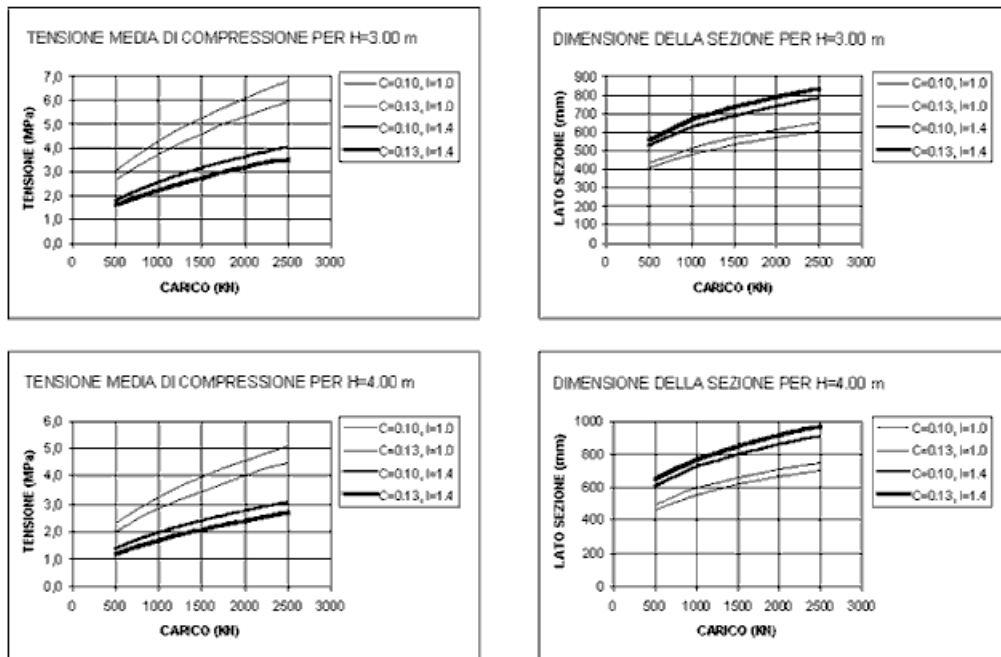


Fig. 9.29 - Dimensione del lato del pilastro a sezione quadrata che soddisfa le condizioni di deformabilità

È interessante anche confrontare i requisiti richiesti nel D.M. con quelli di altri regolamenti in campo internazionale, essendo la materia delicata e controversa (lo stesso limite di rottura dei pannelli è di difficile definizione). Nella Tab. 9.1 vengono confrontati i valori limite dello spostamento interpiano ammesso nelle diverse normative, avendo normalizzato l'azione a quella italiana, per terreni rigidi. Come si vede le prescrizioni della normativa italiana sono in assoluto le più severe.

Per quanto riguarda i pannelli in muratura le uniche indicazioni contenute nel D.M. (al punto C.6.4) riguardano la necessità di adottare provvedimenti di rafforzamento mediante nervature intermedie quando le loro dimensioni siano tali da renderne probabile la caduta per effetto della componente dell'azione sismica ad essi ortogonali. Non è invece chiaro se, come e quando considerarli nel modello ed effettuarne le verifiche di resistenza.

Tab. 9.1 - Sintesi delle prescrizioni di normativa, con riferimento all'azione di progetto delle norme italiane

	forti interazioni elementi strutturali - non strutturali	interazioni assenti o elementi non strutturali speciali
D.M. - 1996	0.0010 h - 0.0005 h	0.0020 h - 0.0010 h
EC8	0.0010 h	0.0030 h
GNDT	0.0015+0.0020 h	0.0030+0.0040 h
NEW ZEALAND	0.0025+0.0033 h	-----
JAPAN	0.0033 h	0.0035 h
U.S.A.	0.0027+0.0033 h	limiti più ampi non specificati
INDIA	0.0027 h	-----

Infatti il D.M. non prevede per gli edifici nuovi la necessità o la opportunità di prendere in conto nel calcolo i pannelli in muratura. Nella circolare (commento al punto par. B.1), invece, si evidenzia la necessità di considerare nel modello anche quegli elementi non strutturali in grado di collaborare con la struttura o di indurre comportamenti indesiderati, rinviando al progettista la decisione sull'opportunità di considerare due diversi modelli strutturali, con e senza pannelli, e dimensionando gli elementi strutturali per la più severa delle due condizioni. Infine l'allegato 2 della circolare fornisce tutte le indicazioni necessarie per la modellazione e la

verifica di resistenza dei pannelli di tamponatura inseriti nelle maglie strutturali. Peraltro va evidenziato come l'allegato della circolare sia concepito soprattutto nel senso di includere gli effetti favorevoli dei pannelli piuttosto che di valutarne gli effetti negativi. Vengono, infatti, poste notevoli restrizioni alla possibilità di assumere come efficaci i pannelli, piuttosto che fornire indicazioni sulla necessità di considerarli interagenti anche quando tale interazione sia dubbia o non del tutto efficace. L'allegato 2 è, peraltro, concepito principalmente a supporto del punto C.9.6.1 del D.M., relativo allo schema strutturale da assumere nei casi di "interventi di adeguamento delle costruzioni in cemento armato", oggetto di un successivo capitolo di questo testo.

Tuttavia l'assenza di specifiche indicazioni nel D.M. per ciò che riguarda le nuove costruzioni non esime il progettista dal porsi le seguenti domande:

- Il modello strutturale deve includere i pannelli murari? Sempre? Mai?
- La verifica di resistenza effettuata con le modalità dell'allegato 2 può ritenersi sostitutiva del controllo degli spostamenti? O comunque il controllo degli spostamenti va effettuato ai fini della sicurezza degli impianti? E in ogni caso gli spostamenti vanno valutati sul modello con o senza pannelli?

La risposta a tali domande può essere decisiva ai fini delle verifiche di sicurezza. È noto infatti come la presenza dei pannelli, a condizione che la loro messa in opera rispetti le prescrizioni dell'allegato 2, irrigidisca sensibilmente le strutture intelaiate, al punto da ridurre notevolmente l'entità degli spostamenti anche in strutture molto deformabili che supererebbero ampiamente i limiti di normativa sugli spostamenti. Rifacendosi anche al contenuto di altre normative ed in particolare dell'EC8, oltre che al punto par. B.1 della circolare, una risposta cautelativa ai quesiti posti, almeno per le strutture nuove e quando i pannelli possano interferire con la struttura, potrebbe essere la seguente:

- La struttura va di regola calcolata e verificata sia priva che completa dei pannelli in muratura, verificando che in entrambi i casi siano soddisfatte le verifiche di sicurezza sulle sollecitazioni e sugli spostamenti prescritti nel D.M.

È evidente il sensibile aggravio delle procedure di progettazione. D'altra parte l'assenza di controlli di qualità sui materiali (almeno sul legante) e sull'esecuzione (specialmente riguardo al collegamento con la struttura) impedisce la messa in conto degli effetti favorevoli della presenza dei pannelli, rendendo tuttavia necessaria la messa in conto degli effetti sfavorevoli. Questi ultimi possono essere sia di tipo globale (aumento dell'azione per diminuzione del periodo, torsione d'insieme, piano soffice, etc.) sia di tipo locale (tagli all'estremità dei pilastri, momenti parassiti, etc.).

Un'altra risposta razionale ai quesiti posti potrebbe essere la seguente:

- La struttura va rimodellata e ricalcolata includendo anche i pannelli in grado di interagire solo nei casi in cui l'interazione struttura-pannelli comporti effetti sfavorevoli d'insieme.
- Ai fini degli effetti sfavorevoli locali si adotteranno sempre nei pilastri delle maglie strutturali con pannelli in grado di interagire dettagli e modalità costruttive (infittimento di staffe, inserimento di chiavi a taglio tra trave e pilastro, getto contemporaneo di pilastri e travi) atti a contrastare efficacemente tali effetti.

Operando in questo modo si otterrebbe una sensibile riduzione degli oneri di calcolo ed una efficace protezione contro gli effetti indesiderati.

Riguardo, infine, alla verifica degli spostamenti, ci si domanda perché assumere un limite di 0.002h nel momento in cui l'analisi viene effettuata sulla struttura priva di pannelli murari, che sono dunque supposti non interagenti con la struttura. Sarebbe certamente più razionale, nel caso si eseguano le analisi sui due modelli assumere che gli spostamenti interpiano vadano confrontati con 0.002h sul modello completo di pannelli e con 0.004h sul modello privo di pannelli.

9.4. ESEMPI DI APPLICAZIONE

Si illustra un'applicazione relativa ad una struttura a telaio di un edificio in c.a. per civile abitazione, in 2^a categoria sismica, irregolare in pianta (forma a "L"), avente sei piani e corpo scala con travi a ginocchio.

Tale illustrazione non può e non vuole esaurire le numerose problematiche esposte nei capitoli precedenti, ma, piuttosto, esporre in termini concreti le metodologie di preparazione del modello e di analisi dei risultati, ai fini sia del controllo della correttezza del modello e dell'analisi, sia di una rapida verifica del corretto dimensionamento degli elementi strutturali, ed in particolare dei pilastri. L'attenzione verrà perciò concentrata sulle scelte di modellazione, sulla rappresentazione grafica dei risultati e sul loro esame per una verifica di validità. In particolare verranno considerati i periodi, le masse eccitate e le forme modali, i tagli nei pilastri e nei telai, le tensioni tangenziali nei pilastri.

Le principali caratteristiche geometriche della struttura sono elencate di seguito:

- Lati esterni della "L": 20x16 m
- lati interni della "L": 10x8 m
- Maglia strutturale in pianta 5x4 m
- Travi perimetrali emergenti: 0,300,50 m
- Travi interne a spessore di solaio: 0,700,25 m
- Corpo scala con travi a ginocchio: 0,400,50 m
- Dimensione minima dei pilastri: 0,40 m
- Pilastri di uguale dimensione per tutta l'altezza
- Altezza di interpiano: 3,00 m
- Numero di piani: 6

Tab.9.2 - Dimensione dei pilastri.

N. pilastro	dim. X (m)	dim. Y (m)
1	0,40	0,40
2	0,50	0,40
3	0,40	0,40
4	0,40	0,50
5	1,00	0,40
6	0,40	0,50
7	0,50	0,40
8	1,00	0,40
9	0,75	0,40
10	0,50	0,40
11	0,40	0,40
12	0,40	0,50
13	0,40	1,00
14	0,40	1,00
15	0,40	1,00
16	0,40	0,50
17	0,40	0,40
18	0,40	0,50
19	0,40	0,50
20	0,40	0,50
21	0,40	0,40

Per i carichi si è svolta un'analisi semplificata che ha condotto ad assumere un carico verticale uniformemente distribuito comprensivo di permanenti ed accidentali ridotti per la valutazione delle masse strutturali pari a 11 kN/m² per gli impalcati da 1 a 5, e 9 kN/m² per l'impalcato 6.

I pilastri sono stati dimensionati, con riferimento alle loro aree di influenza, nell'ipotesi che il calcestruzzo lavori ad una tensione di compressione media non superiore a 3 MPa, disponendo la sezione in modo da ridurre gli effetti torsionali e bilanciare le rigidezze nelle due direzioni. Le dimensioni dei pilastri sono riportati in tab. 2, la loro disposizione in pianta è mostrata in Fig. 9.30.

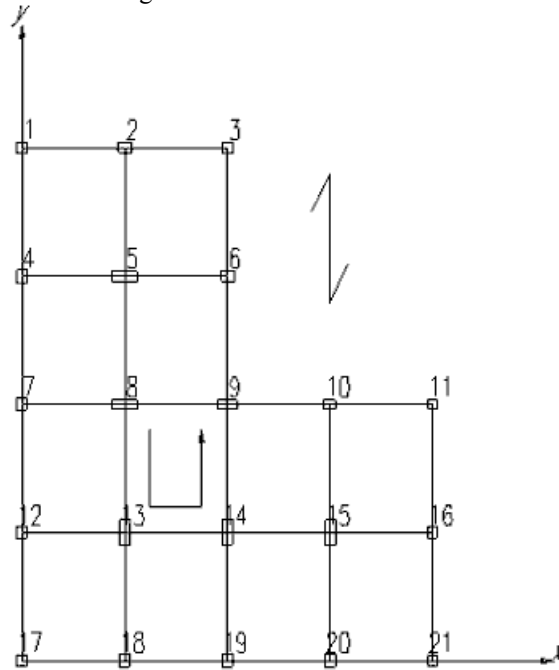


Fig. 9.30 - Disposizione pilastri piano terra

AI fini della valutazione del modulo elastico si è assunto per il calcestruzzo una resistenza caratteristica $R_{ck} = 25$ MPa.

Nell'analisi dinamica sono stati ricavati i primi 9 modi di vibrare. Per l'azione sismica si è assunto lo spettro in termini di accelerazione riportato in C.6.2 del D.M.:

$$a/g = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot I,$$

che nel caso particolare ($C = 0.07$, $\varepsilon = 1$, $\beta = 1$, $I = 1$) assume la forma di Fig. 9.31. Gli effetti riferiti a tale spettro sono stati combinati mediante la regola CQC (Combinazione Quadratica Completa).

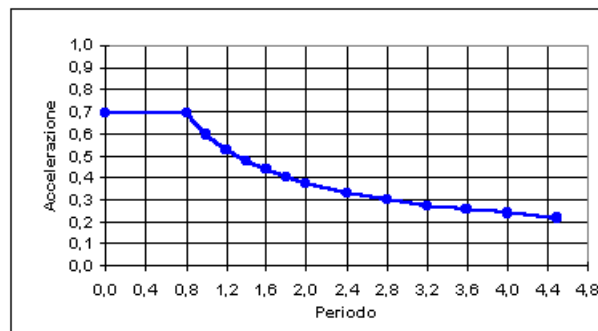


Fig. 9.31 - Spettro di progetto adottato nell'analisi

Il calcolo delle masse traslazionali e rotazionali posizionate nel baricentro di ciascun piano, nell'ipotesi semplificativa di distribuzione uniforme del carico su tutto il piano, porge:

impalcati 1-5: $M = 266 t_{massa}$ $M_Z = 13340 t_{massa} m^2$

impalcato 6: $M = 220 t_{massa}$ $M_Z = 11030 t_{massa} m^2$

In Fig. 9.32 sono riportate le forze di piano valutate secondo quanto prescritto dal D.M. per l'analisi statica (v. par. 9.2.3 e D.M. C.6.1), utilizzate successivamente per verificare i risultati dell'analisi dinamica.

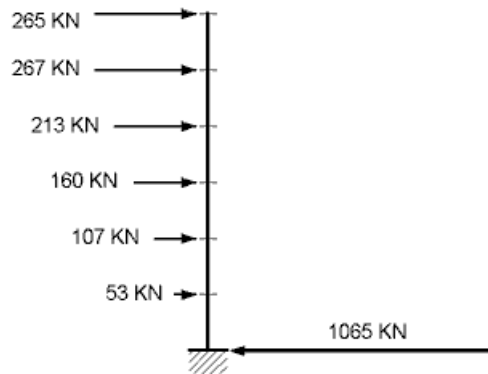


Fig. 9.32 - Forze statiche di piano

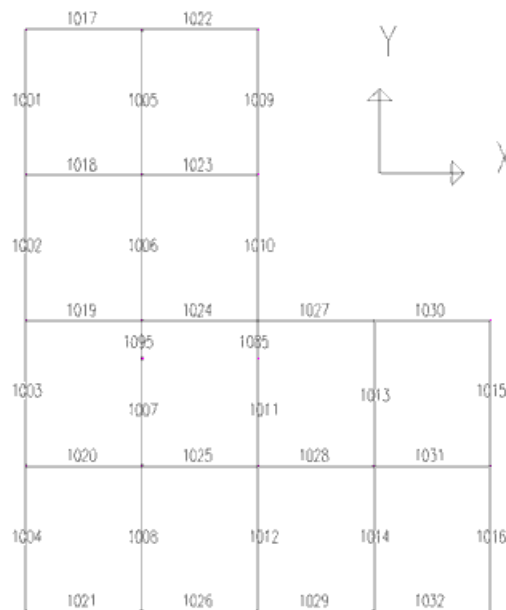


Fig. 9.33 - Pianta primo impalcato

I valori dei tagli ai vari piani risultano pari a:

$T_1 = 1065 \text{ KN}$ $T_4 = 744 \text{ KN}$

$T_2 = 1011 \text{ KN}$ $T_5 = 531 \text{ KN}$

$T_3 = 905 \text{ KN}$ $T_6 = 265 \text{ KN}$

Da confrontare con i tagli dinamici T_{xxdin} e T_{yydin} .

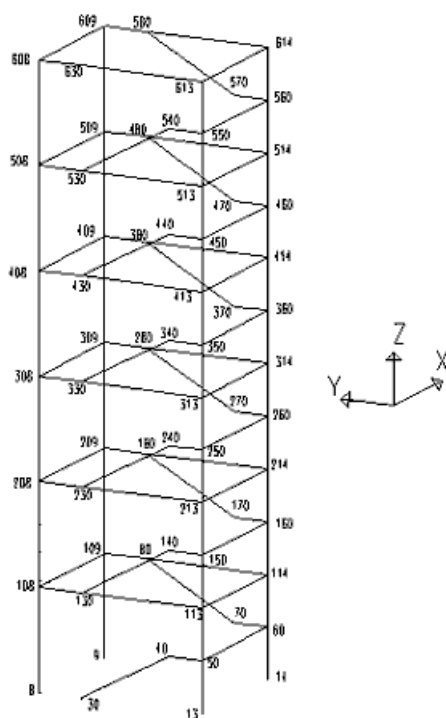


Fig. 9.34 - Modellazione vano scala

Nelle Figg. 9.33 e 9.34 sono riportate alcune rappresentazioni grafiche del modello strutturale adottato. In particolare in Fig. 9.33 è riportata la pianta del 1° impalcato, con evidenziate le travi e la relativa numerazione. Si noti come, per comodità di controllo e manipolazione dei risultati, le travi del 1° impalcato siano numerate a partire dal numero 1001. Le travi degli impalcati successivi sono numerate a partire dal 2001, per il 2° impalcato, 3001, per il 3° impalcato, etc.. Analoga numerazione viene adottata per i pilastri e per i nodi, a partire da 1 per il piano terra, da 101 per il 1° piano, da 201 per il 2° piano, etc.. Nella Fig. 9.34 è riportato il particolare del modello relativo al corpo scala, che evidenzia la presenza delle travi a ginocchio, con la numerazione dei nodi. In Fig. 9.35 (a, b) sono dati forme, periodi e masse eccitate dei primi 9 modi. Le forme modali sono rappresentate con gli spostamenti in X e Y (U e V) e la rotazione (Θ) del centro di massa di piano. La rotazione è moltiplicata per il giratore di inerzia dell'impalcato (r), per renderla confrontabile con gli spostamenti. Gli spostamenti, espressi in mm, sono puramente indicativi essendo legati al tipo di normalizzazione.

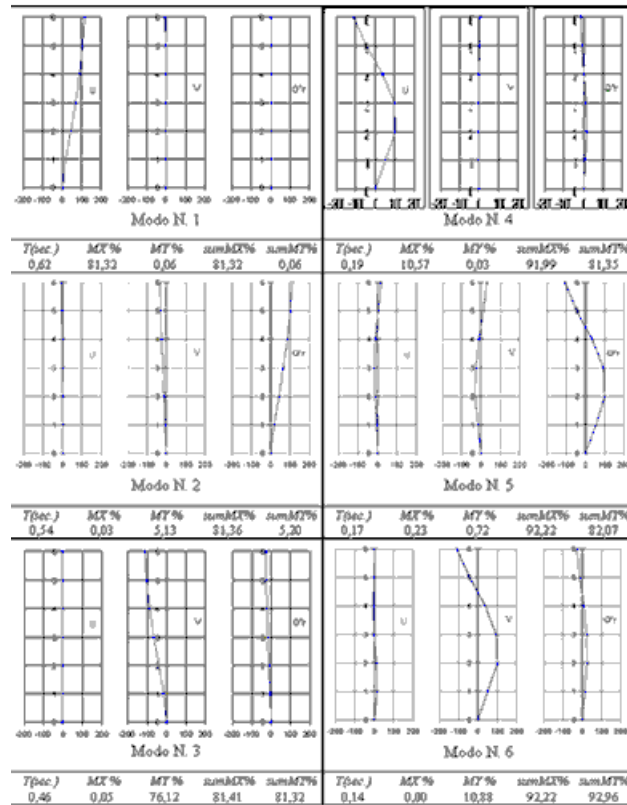


Fig. 9.35a - Forme, periodi e masse eccitate dei primi 6 modi

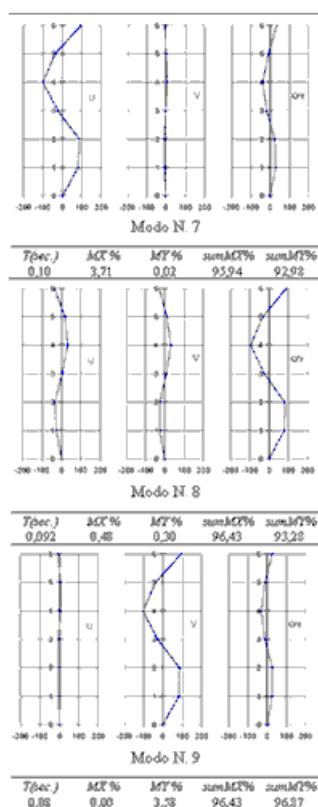


Fig. 9.35b - Forme, periodi e masse eccitate dei modi 7-9

Le forme modali evidenziano come il primo modo di vibrare sia puramente traslazionale in X, che è la direzione più debole, essendo le travi a ginocchio disposte in direzione Y. Il periodo del primo modo è $T=0,62s$ e risulta in ottimo accordo con quello ricavato dalla formula approssimata:

$$T=N/10=6/10=0,6 \text{ sec. (N=numero dei piani)}$$

La massa eccitata dal primo modo è superiore all'80% della massa totale, risultando praticamente nulla quella in direzione Y.

Il secondo modo è prevalentemente rotazionale con una lieve componente traslazionale in Y, che eccita circa il 5% della massa totale in tale direzione.

Il terzo modo è prevalentemente traslazionale in Y, con massa eccitata di circa il 76%, con una lieve componente rotazionale. Il periodo risulta pari a 0,46 sec., inferiore a quello relativo alla direzione Y, a causa dell'irrigidimento prodotto dalle travi a ginocchio. Esso risulta comunque in buon accordo con la formula approssimata fornita dalla normativa italiana:

$$T = 0,1H / \sqrt{B} = 0,1 \cdot 18 / \sqrt{20} = 0,40 \text{ sec.}$$

I primi tre modi eccitano complessivamente la stessa massa nelle due direzioni principali, per circa l'81% della massa totale.

Le due terne di modi successivi, fino al nono, si presentano nella stessa sequenza, ossia prima il modo traslazionale in X, poi il modo rotazionale e infine il modo traslazionale in Y. L'incremento di massa eccitata è di circa l'11% fino al sesto modo e di un ulteriore 4% fino al nono modo. Le masse eccitate complessivamente dai nove modi arrivano quasi al 97% in entrambe le direzioni, soddisfacendo pienamente il criterio di adeguatezza

del numero di modi considerati. I periodi propri sono in rapporto di circa 3 tra i primi e i secondi tre modi corrispondenti e di circa 2 tra i secondi e i terzi tre modi.

Le forme modali sono quelle tipiche delle strutture a mensola, quali gli edifici, con spostamenti equiversi nei primi tre modi, spostamenti dei secondi tre modi contrapposti nel quarto superiore e nei tre quarti inferiori, e spostamenti dei terzi tre modi contrapposti all'ultimo piano, nei piani 3, 4, 5 e nei primi due piani. Nonostante le evidenti caratteristiche di irregolarità geometrica, dunque, le proprietà modali sono quelle di un edificio regolare, con buona separazione delle componenti traslazionali e rotazionale nelle terne di modi. La regolarità di comportamento è stata ottenuta grazie ad una attenta disposizione dei pilastri rettangolari e ad opportune correzioni delle dimensioni dei pilastri rispetto a quello ottenute con il criterio adottato inizialmente.

L'unica particolarità è l'inversione d'ordine tra il modo rotazionale e il modo traslazionale in Y. Tale inversione è attribuibile sia alla disposizione centrale del corpo scala, sia al criterio di dimensionamento dei pilastri basato sul peso sostenuto, che complessivamente rendono la rigidezza traslazionale in Y superiore alla rigidezza rotazionale, in rapporto alla massa traslazionale e alla massa rotazionale.

Dalla osservazione dei diagrammi dei tagli di piano sui vari telai, riportati in Fig. 9.36 (a, b, c, d, e, f), possono trarsi indicazioni, oltre che sulla correttezza del modello, anche sul comportamento globale della struttura. Per ogni piano sono riportati tre diagrammi, oltre che la pianta della struttura. Nei diagrammi in alto a sinistra e in basso a destra sono riportati i valori dei tagli nei telai paralleli rispettivamente a X e a Y. Con tratto più spesso sono indicati i valori relativi alla direzione dell'azione parallela alla direzione dei telai. Nel terzo diagramma, in basso a destra, vengono confrontati i tagli globali secondo le due direzioni con il taglio ottenuto con l'analisi statica equivalente moltiplicato per un coefficiente riduttivo pari all'incirca alla massa eccitata dai primi tre modi di vibrare nelle due direzioni, ossia pari a 0,8. È opportuno evidenziare che sia i tagli sui singoli telai piani, sia il taglio globale, sono ottenuti come somma dei valori efficaci (ossia dei valori derivanti dalla combinazione CQC dei valori modali). Questa procedura risulta dunque non rigorosa e può comportare alcune anomalie su cui è necessario porre attenzione, particolarmente quando gli effetti torsionali di insieme non sono trascurabili.

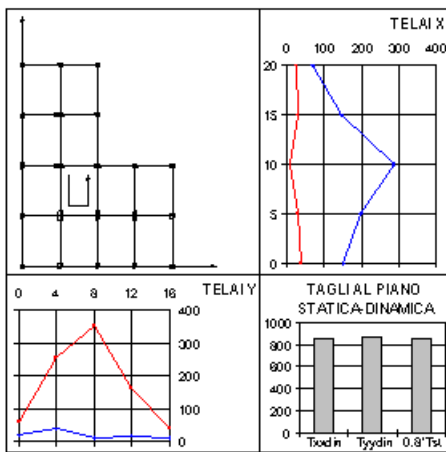


Fig. 9.36a - Distribuzione del taglio (KN) 1° imp

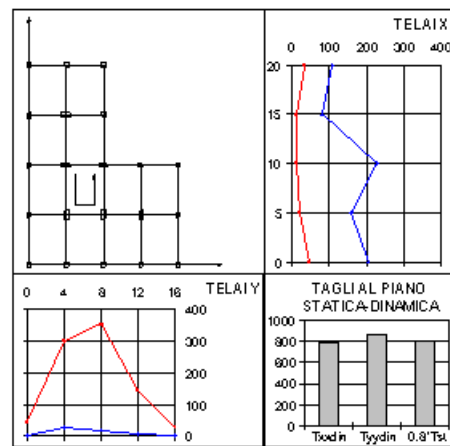


Fig. 9.36b - Distribuzione del taglio (KN) 2° imp

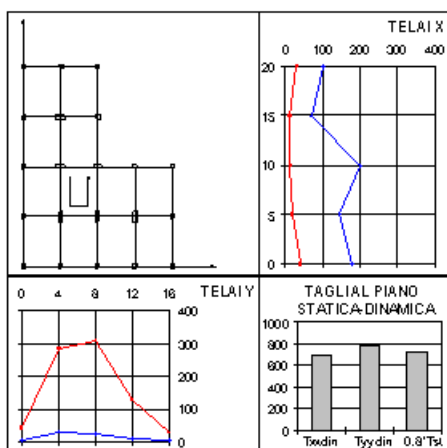


Fig. 9.36c - Distribuzione del taglio (KN) 3° imp

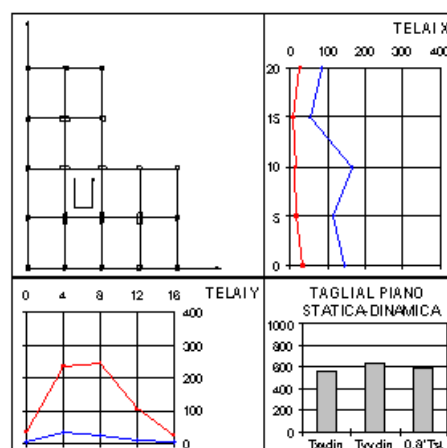


Fig. 9.36d - Distribuzione del taglio (KN) 4° imp

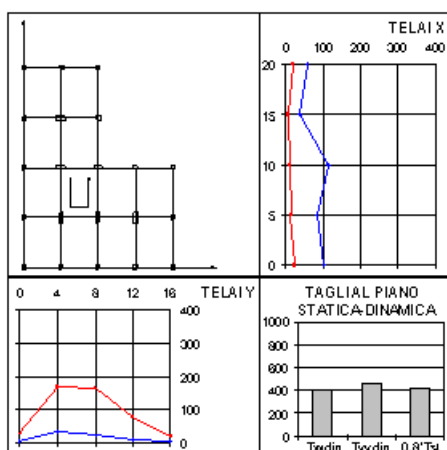


Fig. 9.36e - Distribuzione del taglio (KN) 5° imp

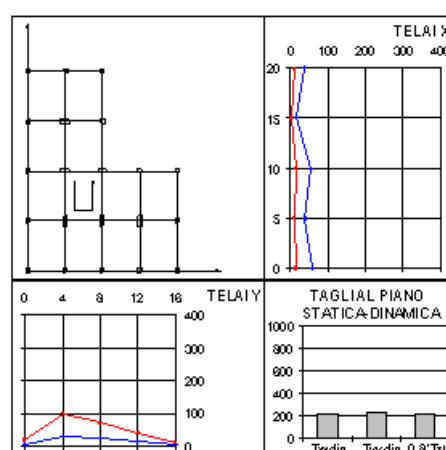


Fig. 9.36f - Distribuzione del taglio (KN) 6° imp

L'interpretazione dei diagrammi del taglio deve tener conto dei diversi aspetti che determinano la rigidità dei singoli telai e la distribuzione delle forze tra di loro. In particolare:

- le dimensioni dei pilastri ed il loro orientamento;
- le dimensioni delle travi (le travi interne sono a spessore, quelle esterne sono emergenti nel caso in esame);
- la presenza di travi a ginocchio e/o di travi intermedie;
- eventuali effetti torsionali.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione X per azione nella stessa direzione, si nota al piano terra una netta prevalenza del telaio centrale, giustificata dalla dimensione e orientamento dei pilastri, nonché dalla presenza di travi emergenti su metà telaio. Il taglio va riducendosi andando dal centro verso la periferia. Nei piani superiori questa tendenza non risulta rispettata. Infatti il taglio del primo telaio risulta molto vicino al taglio del telaio centrale, mentre anche il taglio dell'ultimo telaio risulta superiore a quello del penultimo telaio.

Questa diversa tendenza è senz'altro attribuibile alla presenza di travi emergenti nei telai periferici, presenza meno sentita al piano terra dove la condizione di incastro alla base dei pilastri riduce la differenza di rigidità tra telai con travi a spessori e telai con travi emergenti.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione X per azione nella direzione ortogonale, si evidenziano gli effetti torsionali derivanti dall'accoppiamento tra i cinematismi traslazionale in Y e rotazionale dei secondi e terzi modi di ciascuna terna. Si nota infatti, a tutti i piani, un valore del taglio superiore nei telai estremi. La torsione d'insieme, infatti, implica, in presenza di uguali rigidezze di telaio, un taglio linearmente variabile, con valori negativi e positivi rispettivamente nei telai periferici. Il calcolo dinamico con spettro di risposta permette di ottenere solamente i valori assoluti, da cui il tipico andamento crescente dal centro verso le estremità.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione Y per azione nella stessa direzione, si nota al piano terra una netta prevalenza del telaio centrale, giustificata dalla presenza della trave a ginocchio, che divide uno dei pilastri in due parti uguali e crea una maglia quasi triangolare nella parte superiore (Fig. 9.34), nonché dalla presenza di travi emergenti su metà telaio. Nella valutazione dei tagli è ovviamente compresa anche la componente orizzontale dello sforzo normale e tagliante nella trave a ginocchio che arriva a terra. Il taglio va riducendosi andando dal centro verso la periferia. Nei piani superiori il taglio nel secondo telaio si avvicina e supera, all'ultimo piano, il taglio nel telaio centrale. Questa tendenza è attribuibile alla condizione di incastro al piano terra del pilastro esaminato in precedenza, condizione che non sussiste ai piani superiori, dove lo stesso pilastro si interseca con travi a spessore. I telai periferici risultano in questo caso poco sollecitati, tenuto anche conto degli effetti torsionali già evidenziati, sia per le ridotte dimensioni dei pilastri, sia per la netta prevalenza dei telai con travi a ginocchio.

Dall'esame dei tagli nei telai in direzione Y per azione nella direzione ortogonale, non si riscontrano effetti torsionali prodotti dall'azione secondo X, così come l'esame delle forme modali aveva già evidenziato.

Il confronto dei tagli dinamici e con un'aliquota dell'80% del taglio statico, evidenzia un buon accordo.

Tuttavia il taglio dinamico in direzione Y risulta quasi sempre maggiore, di circa il 10%, nonostante il primo modo in Y (terzo modo in assoluto) ecciti solo il 76% della massa complessiva. Questo risultato è da attribuirsi all'accoppiamento modale tra torsione e traslazione in Y che, sebbene piccolo, non è trascurabile. Esso produce un incremento o un decremento del taglio nei telai periferici. L'analisi effettuata e la maniera approssimata di valutazione del taglio globale, non distinguendo il segno degli effetti dovuti alla torsione, determina una sovrastima del taglio globale, sovrastima che risulta, in generale, tanto maggiore quanto più è grande l'accoppiamento modale tra cinematismi traslazionali e rotazionali.

Le considerazioni sin qui svolte nei riguardi delle caratteristiche modali e della distribuzione delle sollecitazioni confermano la sostanziale correttezza dei risultati, sia in termini qualitativi, sequenza dei modi, forme modali e distribuzione dei tagli in accordo con quanto prevedibile, sia in termini quantitativi, per la conformità dei periodi, delle masse eccitate, dei tagli globali ai valori approssimati valutati mediante semplici formule.

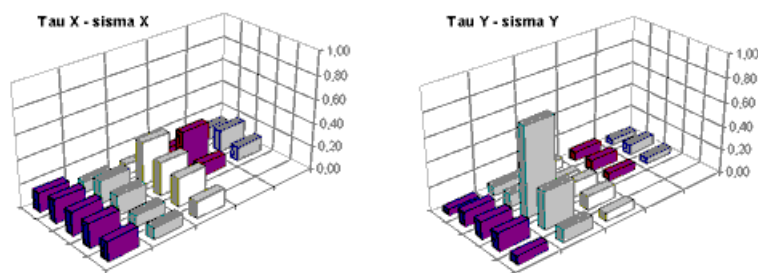


Fig. 9.37a - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 1° impalcato

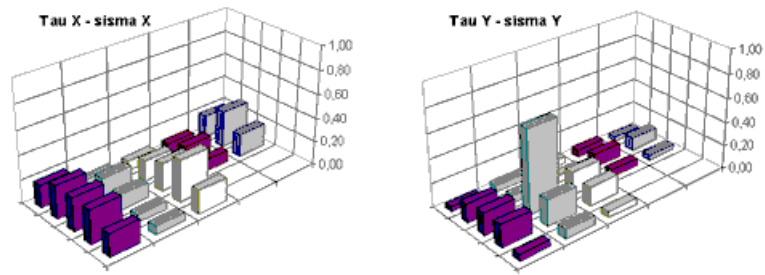


Fig. 9.37b- Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 2° impalcato

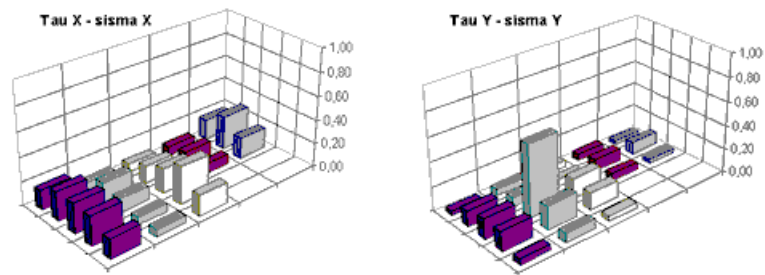


Fig. 9.37c - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 3° impalcato

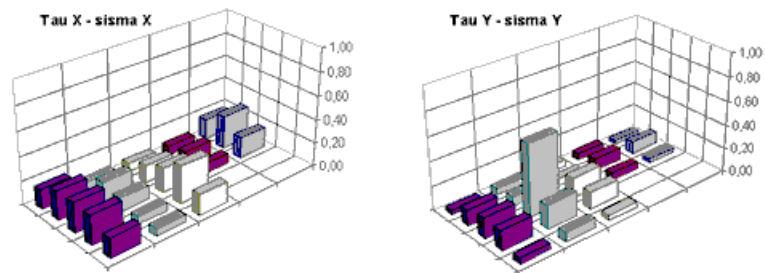


Fig. 9.37d - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 4° impalcato

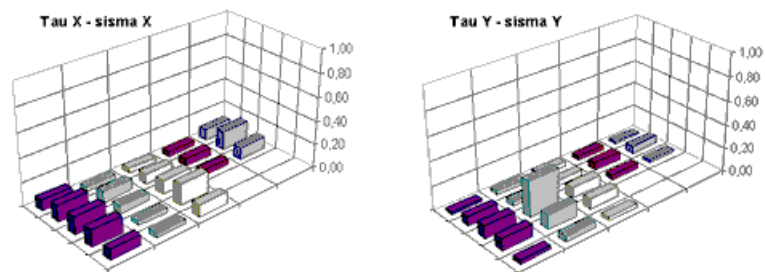


Fig. 9.37e - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 5° impalcato

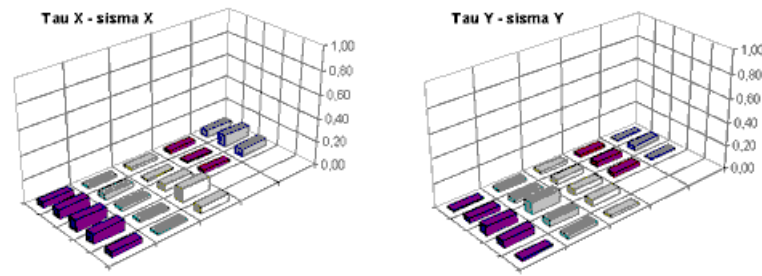


Fig. 9.37f - Tensioni tangenziali (MPa) nei pilastri al di sotto del 6° impalcato

In Fig. 9.37 (a, b, c, d, e, f) sono riportati i diagrammi delle tensioni tangenziali medie nelle singole sezioni dei pilastri ai vari piani. Questi diagrammi sono molto utili per verificare la correttezza del dimensionamento adottato per i pilastri ed il buon comportamento della struttura, oltre a essere d'ausilio per il controllo dei risultati.

Per sisma in direzione X gli andamenti sono abbastanza regolari, con valori massimi di tensione inferiore a 4 Kg/cm². I valori massimi si riscontrano al piano terra nei pilastri più grandi con la dimensione maggiore parallela all'azione (pilastri 5, 8, 9), mentre nei piani superiori i valori massimi si riscontrano nei pilastri perimetrali, ossia quelli che portano le travi emergenti.

Per sisma in direzione Y, invece, si nota una chiara anomalia a tutti i piani nel pilastro 14, ossia nel pilastro su cui converge a metà altezza una trave a ginocchio, con una tensione tangenziale al piano terra di circa 7,5 Kg/cm², rispetto a valori massimi di 2-3 Kg/cm² negli altri pilastri. Questo risultato evidenzia chiaramente la pericolosità delle travi a ginocchio, in relazione non solo ad effetti globali indesiderati (la loro posizione eccentrica in pianta può comportare notevoli effetti torsionali d'insieme), ma anche all'innescò di rotture fragili per taglio.

9.5. CONCLUSIONI

Sebbene il punto C.6 della normativa trascuri gli aspetti della modellazione strutturale, il presente capitolo ha principalmente trattato tali aspetti, in relazione all'uso oramai consueto del calcolatore e dei programmi di analisi strutturale nella progettazione, con l'obiettivo principale di evidenziare come le scelte di modellazione, apparentemente scontate a causa degli eccessivi automatismi dei più recenti strumenti di calcolo, presentano un ventaglio ampio e articolato e possono risultare cruciali ai fini di una corretta progettazione. Particolare attenzione è stata posta nell'evidenziare altresì la necessità di un controllo scrupoloso del modello e dei risultati, attraverso l'uso degli strumenti di rappresentazione grafica che i moderni programmi mettono a disposizione del progettista e l'esame delle principali caratteristiche modali, nel caso di analisi dinamica, e delle sollecitazioni locali e globali. I principali aspetti concettuali sono stati esemplificati attraverso un'applicazione ad un piccolo edificio in c.a. di sei piani, che non ha, ovviamente, la pretesa di esaurire la ben più ampia casistica di approcci e di problematiche trattati in linea teorica nei paragrafi precedenti. Tale applicazione, ancorché semplificata ai fini di una trattazione agile e compatibile con le dimensioni del testo, ha consentito di esaminare in concreto la metodologia di analisi più adatta agli edifici in zona sismica, basata sul modello pseudotridimensionale e sull'analisi dinamica modale con spettro di risposta, nonché le modalità di controllo dei relativi risultati.

Lo stesso punto C.6 del D.M. tratta delle verifiche di sicurezza rimandando essenzialmente alle prescrizioni generali riportate nei punti B.8 e B.9. L'introduzione del metodo degli stati limite e, dunque, l'evidenziazione di aspetti della verifica di sicurezza non solo legati al collasso strutturale per terremoti di elevata intensità, ma anche al mantenimento della funzionalità dell'opera per terremoti di minore intensità, costituisce la principale novità del nuovo D.M.. Nella presente trattazione particolare attenzione è stata rivolta alle verifiche di danneggiamento agli elementi non strutturali (tamponature e tramezzature), del tutto assenti nelle precedenti normative. Tali

verifiche possono, nei termini attuali, condizionare fortemente il dimensionamento ed il progetto della struttura, fino a rendere proibitiva in certe situazioni l'adozione di alcune tipologie strutturali, in particolare di quelle in acciaio.

Un commento finale di carattere generale sul punto C.6 riguarda l'impostazione oramai obsoleta e carente delle problematiche di modellazione, analisi e verifica, tuttora implicitamente riferita a modelli e strumenti superati.

Un completo adeguamento all'Eurocodice 8, appare oramai maturo e improrogabile, in particolare per ciò che concerne la definizione e la modellazione dell'azione. Rispetto alle scelte di modellazione della struttura e ai controlli sulla qualità dei risultati dell'analisi svolta mediante calcolatore, invece, lo stesso EC8, appare alquanto generico. In tal senso è necessario un arricchimento delle regole e di prescrizioni contenute nell'EC8 e di raccomandazioni più dettagliate nella circolare ministeriale che accompagna il DM.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano A. Crocetto, G. Rosa, R. Salice, studenti del corso di Costruzioni in Zona Sismica nell'a.a. 1995-'96, che hanno svolto nell'ambito delle esercitazioni del corso le applicazioni mostrate in questo capitolo, nonché l'ing. A. Masi, che ha fornito loro assistenza nello svolgimento del progetto

9.6. BIBLIOGRAFIA

- (1) J.M. Biggs, "Introduction to Structural Dynamics", McGraw-Hill, New York, 1964.
- (2) D. Michael, "The Effect of Local Wall Deformation on the Elastic Interaction of Cross Wall Coupled by Beams", Tall Building Symposium, 1967.
- (3) J.S. Przemieniecki, "Theory of Matrix Structural Analysis", McGraw-Hill, New York, 1968.
- (4) O.C. Zienkiewicz, "The Finite Element Method in Engineering Science", McGraw-Hill, New York, 1971.
- (5) E.L. Wilson, H.H. Dovey, "Three Dimensional Analysis of Building Systems", Earthquake Engineering Research Center, Report EERC 72-8, University of California, Berkeley, 1972.
- (6) R.W. Clough, J. Penzien, "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York, 1975.
- (7) E.L. Wilson, J.P. Hollings, H.H. Dovey, "Three Dimensional Analysis of Building Systems (Extended Version)", Earthquake Engineering Research Center, Report EERC 75-13, University of California, Berkeley, 1975.
- (8) R. Park, T. Paulay, "Reinforced Concrete Structures", J. Wiley and Sons, 1975.
- (9) C.A. Brebbia, J.J. Connor, "Fondamenti del metodo degli elementi finiti", Clup, Milano, 1978.
- (10) F. Braga, M. Dolce, "Analysis of Laterally Loaded Shear Walls with Openings: Comparison of Different Methods and a New Proposal", Archiwum Inżynierii Lądowej, Tom XXV Z.4/1979, Varsavia.
- (11) E.L. Wilson, A.D. Kiuregian, E.P. Bayo, "A Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.9, 1981.
- (12) G. Toniolo, P.G. Malerba, "Metodi di discretizzazione dell'analisi strutturale", Masson Italia, Milano 1981.
- (13) J.K. Bathe, "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice Hall, 1982.
- (14) R.R. Craig "Structural Dynamics", J. Wiley and Sons, 1983.
- (15) "SAP80 - Un programma di analisi strutturale mediante elementi finiti su Personal/Micro Computer", Studio Struttura, SAP Users' Group Italia, 1983.
- (16) M. Paz, "Structural Dynamics", Van Nostrand Reinhold, New York, 1985.
- (17) C.N.R.- G.N.D.T., "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica", Ingegneria Sismica (allegato) n.1, Milano, 1985.
- (18) "SUPERSAP Reference Manual", Algor Interactive Systems, Pittsburgh, 1985.
- (19) M. Dolce, A. Simonini, "The Influence of Structural Regularity on the Seismic Behavior of Buildings", Atti della 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbona, 1986.
- (20) M. Dolce, "La progettazione antisismica degli edifici", L'Industria delle Costruzioni, Roma, 1988.
- (21) E.L. Wilson, A. Habibullah, "SAP90 - User's Manual", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 1988.
- (22) M. Dolce, "Nonlinear Response of Buildings vs. Vertical Regularity Requirements of Seismic Codes: a Parametric Study", Atti della 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, 1988.
- (23) International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code, Chapter 23, part III -Earthquake Design", Whittier (CA), 1991.
- (24) M. Dolce, D. Ludovici, "Torsional Effects in Buildings under Strong Earthquakes", European Earthquake Engineering, N. 1.92, Milano, 1992.
- (25) M. De Stefano, G. Faella, R. Ramasco, "Inelastic Response and Design Criteria of Plan-Wise Asymmetric Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, 245-259, 1993.
- (26) M. Dolce, G. Lorusso, A. Masi, "Seismic Response of Building Structures with Flexible Inelastic Diaphragm", International Journal The Structural Design of Tall Buildings, Vol.3, 1994.
- (27) D. Liberatore, M. Iorani, "Modellazione dei nuclei ascensore nell'analisi sismica degli edifici", L'Industria Italiana del Cemento, Roma, 1994.
- (28) CEN, "Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: ENV 1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (Maggio 1994); ENV 1998-1-2 General Rules for Buildings (Maggio 1994); ENV 1998-1-3 Specific Rules for Various Materials and Elements (Novembre 1994)", Stampato a cura del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Roma, 1995.
- (29) Ministero dei Lavori Pubblici, D.M. 16.1.1996 "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche", Supplemento alla Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana n. 29, 5.1.1996, Roma, 1996.
- (30) I.A.E.E., "Earthquake Resistant Regulations - a World List - 1996", Tokyo, 1996.