

Aurelio Ghersi, Pietro Lenza

EDIFICI ANTISISMICI IN CEMENTO ARMATO

**progettati secondo le indicazioni
delle nuove normative**

Dario Flaccovio Editore

.....
.....

Indice

Premessa.....	11
Capitolo 1	
PROFILO STORICO DELL'ANALISI STRUTTURALE E DELLA NORMATIVA TECNICA IN ZONA SISMICA.....	15
1. Una recente "rivoluzione".....	15
2. Evoluzione storica del concetto di sicurezza.....	16
3. Evoluzione storica della strategia di difesa dai terremoti.....	19
4. Il recente quadro normativo nazionale.....	22
Capitolo 2	
ELEMENTI BASE DI INGEGNERIA SISMICA.....	25
1. Premessa.....	25
2. Natura dei terremoti.....	26
3. Il sistema ad un grado di libertà.....	31
4. Comportamento elastico del sistema ad un grado di libertà.....	33
4.1. Oscillazioni libere in assenza di smorzamento.....	33
4.2. Oscillazioni libere in presenza di smorzamento.....	35
4.3. Oscillazioni forzate.....	36
4.4. Risposta sismica e spettro di risposta elastico.....	40
4.5. Spettri di risposta elastica di normativa.....	47
5. Comportamento di un sistema elasto-plastico ad un grado di libertà.....	47
5.1. Duttilità.....	47
5.2. Risposta sismica di sistemi elasto-plastici.....	49
5.3. Spettri di progetto di normativa.....	51
6. Sistemi continui e sistemi a più gradi di libertà.....	52
7. Comportamento elastico dei sistemi a più gradi di libertà.....	53
7.1. Oscillazioni libere e modi principali di oscillazione.....	53
7.2. Risposta sismica.....	58
7.3. Analisi modale con spettro di risposta.....	59
7.4. Analisi statica.....	61

8. Comportamento inelastico dei sistemi a più gradi di libertà	63
9. Comportamento di sistemi tridimensionali.....	65
10. Analisi statica non lineare	69
11. Considerazioni conclusive	73
Bibliografia essenziale	74

Capitolo 3

PRESCRIZIONI DELLA NORMATIVA SISMICA.....	75
1. Principi e regole applicative.....	75
2. Obiettivi della progettazione antisismica.....	77
3. L'azione sismica.....	79
3.1. Zone sismiche	79
3.2. Categorie di terreno e condizioni topografiche.....	80
3.3. Spettri di risposta elastici della normativa.....	82
3.4. Spettri di progetto della normativa	90
3.5. Fattore di struttura.....	91
4. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni	95
5. Analisi strutturale.....	98
5.1. Tipi di analisi.....	98
5.2. Analisi statica.....	98
5.3. Analisi modale e statica: un esempio numerico	99
5.4. Analisi statica non lineare	102
5.5. Analisi dinamica non lineare.....	103
6. Regolarità strutturale	104
6.1. Regolarità in pianta	104
6.2. Regolarità in altezza	106

Capitolo 4

CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO	109
1. Evoluzione storica dell'edificio ad uso abitativo.....	109
2. Gli elementi che costituiscono l'edificio	112
2.1. L'impalcato e i solai.....	112
2.2. Le travi e i pilastri.....	115
2.3. La struttura della scala.....	118
2.4. Il sistema fondale	120
3. Principi fondamentali della progettazione strutturale.....	121

Capitolo 5

DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA.....	127
1. Collocazione del progetto strutturale nel processo edilizio.....	127
2. Impostazione della carpenteria.....	128
2.1. Problematiche generali	128
2.2. Criteri per l'impostazione della carpenteria	129
3. Primo dimensionamento delle sezioni	133
4. Prima verifica delle scelte progettuali.....	140
5. Una ulteriore possibile verifica più approfondita	147

Capitolo 6

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE	149
1. Analisi da svolgere	149
1.1. In assenza di sisma	150
1.2. In presenza di sisma con alto periodo di ritorno	150
1.3. In presenza di sisma con basso periodo di ritorno	153
2. Carichi verticali e masse	154
2.1. Carichi unitari	154
2.2. Carichi sulle travi	157
2.3. Massa dell'impalcato	159
2.4. Baricentro delle masse	161
2.5. Eccentricità accidentale	162
3. Organizzazione delle condizioni di carico	162
4. Definizione dello schema geometrico	163
4.1. Evoluzione dei modelli di calcolo	164
4.2. Problematiche di modellazione più recenti	167
4.3. Elementi principali e secondari	172
4.4. Modellazione delle tamponature	172
5. Analisi dei risultati degli schemi base	175
5.1. Carichi verticali	176
5.2. Forze orizzontali – analisi statica	176
5.3. Analisi modale	178
5.4. Effetto dell'eccentricità accidentale	179
5.5. Considerazioni sull'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma	180
6. Combinazione degli schemi base	181
7. Analisi critica e revisione dell'impostazione strutturale	183
Appendice: risoluzione del telaio spaziale	186

Capitolo 7

PROGETTO DELLE ARMATURE	195
1. Considerazioni generali	195
2. Gerarchia delle resistenze	195
3. Travi: armature a flessione	197
3.1. Caratteristiche di sollecitazione	197
3.2. Calcolo dell'area di armatura necessaria	199
3.3. Disposizione delle barre longitudinali	199
4. Travi: armature a taglio	201
4.1. Caratteristiche di sollecitazione	201
4.2. Verifica a taglio e calcolo dell'area di staffe necessaria	203
4.3. Consigli pratici per l'armatura a taglio	205
5. Travi: duttilità	206
6. Pilastri: armature a flessione composta	207
6.1. Caratteristiche di sollecitazione	207
6.2. Progetto dell'armatura	210

7. Pilastri: armatura a taglio	211
8. Nodi trave-pilastro	212
Appendice: procedura approssimata per la pressoflessione retta	217

Capitolo 8

VERIFICA DEGLI IMPALCATI	219
1. Prescrizioni della normativa	219
2. Modellazione dell'impalcato	220
2.1. L'impalcato nel modello globale della struttura	220
2.2. Modellazione per la verifica dell'impalcato	222
3. Schemi per l'analisi dell'impalcato	223
3.1. Ossatura intelaiata priva di tamponature	223
3.2. Ossatura intelaiata con tamponature	225
3.3. Schemi limite di comportamento in presenza di tamponature	227
4. Verifica di rigidezza	229
5. Verifica di resistenza e armatura dell'impalcato	231

Capitolo 9

IL SISTEMA FONDALE E LA SUA INTERAZIONE CON LA STRUTTURA IN ELEVAZIONE	235
1. Introduzione	235
2. Scelta del sistema fondale	238
3. Dimensionamento delle fondazioni	240
3.1. Travi rovesce e reticolo di travi	241
3.2. Plinti diretti	242
3.3. Plinti su pali	242
4. Modellazione	243
4.1. Travi rovesce e reticolo di travi	244
4.2. Plinti diretti	245
4.3. Plinti su pali	246
4.4. Considerazioni sulla modellazione	247
5. Una verifica globale "a vista" della struttura	248

Capitolo 10

ESEMPIO: DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA	251
1. Introduzione	251
2. Caratteristiche dell'edificio	251
3. Impostazione della carpenteria	257
4. Dimensionamento delle sezioni	260
5. Verifica di massima delle scelte progettuali	263
5.1. Valutazione dell'azione sismica	263
5.2. Caratteristiche della sollecitazione e verifica	265
5.3. Spostamenti per stato limite di danno	267
5.4. Sollecitazioni e dimensioni per bassa duttilità	268
6. Considerazioni finali sul dimensionamento della struttura	269
7. Disegno esecutivo della carpenteria	270

Capitolo 11

ESEMPIO: RISOLUZIONE DELLO SCHEMA.....	275
1. Carichi.....	275
1.1. Carichi unitari.....	275
1.2. Carichi sulle travi.....	276
1.3. Massa dell'impalcato.....	279
1.4. Eccentricità accidentali.....	281
2. Condizioni di carico	281
3. Schema geometrico.....	285
4. Analisi dei risultati degli schemi base.....	286
4.1. Carichi verticali.....	286
4.2. Analisi modale	286
4.3. Effetto dell'eccentricità accidentale.....	290
4.4. Considerazioni sull'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma	291
5. In alternativa: analisi statica	292
6. Una possibilità: nuovo dimensionamento della struttura	294
7. Combinazione degli schemi base	298
8. Considerazioni sulla modellazione.	301

Capitolo 12

ESEMPIO: PROGETTO DELLE ARMATURE	303
1. Travi: armatura a flessione.....	303
2. Travi: armatura a taglio.....	305
3. Pilastri: armatura a pressoflessione.....	309
4. Pilastri: armatura a taglio	316
5. Nodi trave-pilastro	317
6. Dettagli costruttivi	318
Appendice – Relazione secondo le indicazioni del capitolo 10 delle NTC 08	320

Capitolo 13

ALTRI PROGETTI.....	323
1. Progetto di un primo edificio intelaiato in c.a.	323
1.1. Introduzione	323
1.2. Dati generali.....	323
1.3. Impostazione della carpenteria e primo dimensionamento delle sezioni dei pilastri.....	324
1.4. Prima verifica ed armatura dei pilastri e dimensionamento delle travi	325
1.5. Analisi della struttura con un modello traslante.....	325
1.6. Verifica finale della struttura in elevazione	327
1.7. Il sistema fondale	330
1.8. Considerazioni finali	330
2. Progetto di un secondo edificio intelaiato in c.a.	332
2.1. Introduzione e dati generali.....	332
2.2. La rappresentazione grafica del progetto strutturale esecutivo	332
2.3. Le principali tavole strutturali	334

Premessa

La pubblicazione di un nuovo libro rappresenta il punto finale di un processo di studio, riflessione e discussione ma deve comunque sempre considerarsi solo una tappa del processo della conoscenza.

Questo libro si collega fortemente al precedente testo di uno di noi, Aurelio Gherzi, intitolato “Edifici antisismici con struttura intelaiata in cemento armato”. La sua prima versione ufficiosa, dattiloscritta, distribuita agli studenti risale al 1985. La prima edizione ufficiale ad opera della CUEN (Cooperativa Universitaria Editrice Napoletana), uscita nell’aprile 1986, è stata poi sostituita dalla versione finale, ampliata, del 1988.

Il vecchio testo nasceva dal desiderio di trasmettere ad altri le conoscenze maturate nelle esperienze concrete di quegli anni. Esperienze che partono immediatamente dopo la laurea, nel 1975, con il dimensionamento, il calcolo e lo schizzo delle armature di piccole costruzioni mono o bi-familiari per conto di un collega di Ischia, Luigi Monti. Un grande arricchimento culturale derivava dalla collaborazione allo studio del prof. Michele Pagano, che offriva l’occasione di esaminare strutture ben più complesse, anche se raramente ubicate in zona sismica. Fondamentale, infine, l’esperienza del terremoto del 1980. La collaborazione alle perizie sui crolli avvenuti a Sant’Angelo dei Lombardi e a Lioni aveva permesso di esaminare i progetti e constatare gli effetti del sisma su tante strutture. E, nello stesso tempo, era stato necessario assumere responsabilità in prima persona, nel valutare l’agibilità di edifici danneggiati, in particolare ad Auletta. Queste esperienze professionali non erano mai disgiunte dall’attività didattica condivisa con i colleghi Mario De Matteo, Pietro Lenza e Bruno Calderoni, nell’ambito dei corsi di Complementi di tecnica delle costruzioni, tenuti a Napoli dai professori Michele Pagano e Aurelio Giliberti.

I primi anni ’80 erano tempi completamente diversi da quelli odierni. Per le elaborazioni numeriche esisteva “il centro di calcolo”, una sala enorme piena di strumenti ingombranti a cui l’utente non poteva accedere. Si comunicava, pensate un po’, mediante schede perforate che venivano preparate con appositi apparecchi

e lasciate fuori, in attesa che il personale le ritirasse. E bisognava aspettare ore prima che il tabulato di uscita venisse consegnato (per scoprire, magari, di aver sbagliato un dato e dover ricominciare l'attesa). Il personal computer era uno strumento nuovo, che iniziava appena ad arrivare sulle scrivanie dei professionisti, ed i programmi di calcolo in pratica non esistevano, ognuno doveva farseli da se.

Quel libro era, ovviamente, figlio di quell'epoca. L'approccio teorico e lo sviluppo applicativo, contenuti nelle prime due parti del testo, "teoria" ed "esempio", erano molto più semplici di quelli odierni. L'effetto del sisma era valutato mediante l'analisi statica e lo schema strutturale era risolto ripartendo il tagliante sismico tra i diversi telai piani dell'edificio. Alle prime due parti ne seguiva una terza dedicata ai "programmi", che spaziava da problemi di una certa consistenza, come la risoluzione di schemi intelaiati piani e spaziali, ad altri che oggi appaiono quasi banali perché facilmente risolvibili con un semplice foglio di calcolo. Tuttavia, anche rileggendo il testo a distanza di tempo, si ritrovano i concetti fondamentali, validi ancora oggi, ed il prodotto ottenuto (cioè la struttura progettata nell'esempio) non sfigura – né come sezioni né come armature – se la si verifica con la normativa più recente, segno di quella continuità che questo nuovo testo intende con forza rimarcare.

Gli anni sono passati, portando nuove conoscenze ma soprattutto strumenti di calcolo infinitamente più potenti. La necessità di aggiornare quel libro cresceva e la convinzione che fosse giunto il momento di farlo maturò nel 2003, quando l'Ordinanza 3274 sembrò imporre ai tecnici un rapido aggiornamento delle procedure per l'analisi delle strutture in zona sismica.

Nasce così questo nuovo libro, condiviso con Pietro Lenza, sulla base della comune formazione culturale e della comune passione nella didattica, svolta rispettivamente a Catania e Napoli.

Le innovazioni contenute nell'Ordinanza, che metteva al centro dell'attenzione gli stati limite, i moderni principi di ingegneria sismica, il diverso approccio progettuale basato anche sulla duttilità e non solo sulla resistenza, avevano infatti già trovato spazio nei corsi universitari ma non nel mondo professionale. Entrambi sentivamo quindi come docenti un certo imbarazzo ad orientare le nuove generazioni ad una concezione della progettazione strutturale che non avrebbe trovato pieno riconoscimento nella prassi professionale corrente, determinando quindi quasi una difficoltà di dialogo, anche lessicale, tra i nuovi ed i vecchi professionisti. L'Ordinanza spazzava via le nostre incertezze ed evidenziava la necessità di estendere l'aggiornamento a tutto il mondo professionale. Il successo delle numerose iniziative in tal senso, promosse dagli Ordini professionali ed alle quali anche noi, come tanti altri colleghi, collaborammo dimostrò il grande interesse dei professionisti a queste problematiche. Non si possono però nascondere le forti resistenze di molti, dettate dalla paura di abbandonare una via nota e dalla complessità che sembrava presentare la nuova via da percorrere. Complici, in questo, anche molti

produttori di software che pubblicizzavano il loro prodotto come l'unica soluzione possibile per affrontare il calcolo strutturale senza pensieri (o senza pensare?).

Forse anche per questo motivo i “tempi” di questi cambiamenti sono diventati molto più lunghi di quelli inizialmente previsti. L'inizio del 2009 ha visto una ulteriore proroga della definitiva entrata in vigore delle nuove norme, proroga della quale si prevede un ridimensionamento dopo il sisma che ha colpito L'Aquila. Nel frattempo però la normativa ha avuto continui cambiamenti, sicché la redazione di questo libro ha subito una successione di *stop and go* fino alla decisione attuale di licenziarne il testo e di allegare ad esso un cd che consente un approfondimento delle problematiche discusse (grazie ai numerosi articoli e libri riportati in formato pdf) e degli esempi progettuali (grazie agli elaborati grafici, alle relazioni di calcolo ed ai programmi allegati). Questo periodo di turbolenza, che si spera sia giunto al termine, ci ha infatti convinto che è indispensabile per gli operatori tecnici acquisire quel senso critico che consente di distinguere i *principi* (stabili) dalle *regole applicative* (mutevoli) ed inoltre di saper riconoscere nelle nuove disposizioni, spesso complesse nella loro applicazione, sostanzialmente la razionalizzazione delle tradizionali *regole di buona progettazione*, a volte contenute nei libri ma più spesso trasmesse attraverso l'insegnamento e la pratica professionale. Questo lungo periodo di gestazione è stato utile anche alle nostre riflessioni e ci ha aiutato a comunicare ai lettori un messaggio di continuità, che sdrammatizza il cambiamento.

Se saremo riusciti nell'intento dovremo ringraziare innanzitutto i nostri studenti di Catania e di Napoli, perché gli studenti (un po' come i bambini nei confronti dei genitori) chiedono sempre il “perché” delle cose che gli si dice e... pretendono risposte convincenti. Un gradito contributo critico costruttivo è venuto dalle discussioni con amici e colleghi, in particolare Bruno Calderoni, Carlo Majorano e Antonio Perretti, e dai partecipanti ai corsi di aggiornamento, come quelli recentemente organizzati da Aurelio Gheresi a Spoleto.

Ringraziamo ancora tutti coloro che hanno collaborato alla nostra attività didattica, di cui questo libro è una testimonianza: Emilia Cordasco e Gaetana Pacella a Napoli, Pier Paolo Rossi, Edoardo Marino, Marco Muratore e Melina Bosco a Catania.

Da Aurelio Gheresi un ringraziamento speciale alla moglie Lia, che con tanta pazienza e comprensione lo ha indirettamente aiutato a scrivere queste pagine, ed un saluto ad un amico che non c'è più, che si era scherzosamente prestato per una foto inserita nel libro.

Vogliamo infine dedicare questo lavoro a Michele Pagano, nostro comune maestro, che già in anni lontani aveva indicato quella concezione strutturale unitaria dell'edificio che la condizione sismica ha reso irrinunciabile.

Aurelio Gheresi

Pietro Lenza

Capitolo 1

PROFILO STORICO DELL'ANALISI STRUTTURALE E DELLA NORMATIVA TECNICA IN ZONA SISMICA

1. Una recente “rivoluzione”

La storia dell'analisi strutturale è sempre stata correlata a quella della normativa tecnica. Per tutto il XX secolo il quadro normativo italiano si è evoluto con molta lentezza ma con continuità. Molte innovazioni proposte dal mondo scientifico, come il metodo degli stati limite, sono state man mano inserite nelle norme, ma presentate come facoltative. Il mondo professionale ha però preferito, in genere, la via più facile ed ha continuato a seguire la prassi progettuale tradizionale, basata sul calcolo elastico alle tensioni ammissibili, accentuando così progressivamente il distacco rispetto all'evoluzione della ricerca scientifica.

Questa situazione è stata improvvisamente sconvolta nel 2003 dalla emanazione, da parte del Dipartimento della Protezione Civile, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*. Di colpo i progettisti strutturali sono stati messi di fronte a problematiche e concetti che erano stati sviluppati gradualmente nella seconda metà del XX secolo e obbligati a tenerne conto, entro un margine di tempo relativamente breve. L'emanazione di questa Ordinanza (e delle sue successive modifiche) costituiva peraltro una anomalia nel “sistema” della normativa tecnica nazionale, incardinata in due leggi fondamentali, 1086/71 e 64/74 (successivamente assorbite dal Testo Unico per l'Edilizia, DPR 380/01), che prevedevano un aggiornamento periodico mediante Decreti Ministeriali, in pratica scavalcata dalla citata Ordinanza. Le reazioni, più spesso negative che positive, le battaglie in sostegno o in opposizione a tale norma, ma anche lo sforzo di tanti professionisti ad aggiornarsi, appartengono alla storia recente della vita professionale dell'ingegnere italiano.

Oggi il quadro normativo si è ricomposto, perché con la emanazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (ultima versione del 14/1/2008) il Ministero competente da un lato si è riappropriato delle sue prerogative ma dall'altro ha recepito in maniera sostanziale il contenuto innovativo delle citate Ordinanze, prevedendo, anche per il futuro, l'aggiornamento delle norme tecniche di concerto con la Protezione Civile.

L'emanazione di una nuova normativa è sempre un momento importante nella vita degli operatori tecnici che si occupano a vario titolo di strutture ed ha un notevole impatto sia sull'attività professionale che sulla didattica universitaria, determinando una necessità di "aggiornamento" delle procedure e delle conoscenze. Ogni nuova norma non deve però essere accolta acriticamente, perché sarà proprio la sua applicazione su larga scala ad evidenziare la necessità di future modifiche migliorative.

In questa fase è sicuramente importante capire in che modo devono essere applicate le nuove norme e quali saranno il nuovo approccio e le nuove procedure per la verifica di strutture in zona sismica. Più importante è collegare queste procedure ai problemi reali del comportamento della struttura durante un evento sismico, perché le innovazioni proposte dalla ricerca scientifica non sono altro che risposte a problemi concreti. Ma ancora più importante, infinitamente più importante, è recuperare l'aspetto progettuale. Progettare è ben più che verificare ed il progettista strutturale non deve ridursi a colui che mette dati al computer e li modifica a tentativi, fino ad ottenere l'assenso del programma di calcolo. Il buon progettista "sente" il comportamento della struttura e modifica quest'ultima in modo da ottimizzarlo. E lo fa nel rispetto delle norme, ma anche al di là delle norme. Nonostante ciò che dicono alcuni tra i più strenui fautori delle nuove norme, è nostra ferma convinzione che chi nel passato ha progettato in maniera cosciente, tenendo conto anche dei consigli di "buona progettazione", spesso non scritti ma comunque tramandati dai professionisti più esperti, ha prodotto qualcosa che è ancora sostanzialmente valido. A questo spirito e a questo modo di procedere speriamo di dare un nostro piccolo contributo col presente testo.

2. Evoluzione storica del concetto di sicurezza

Il quadro normativo attuale è il punto di arrivo di un percorso culturale che vede il concetto di sicurezza strutturale svilupparsi e tradursi in prescrizioni normative.

La Scienza, intesa nel senso moderno o Galileiano, ha cercato di sostituire le cosiddette "regole dell'arte", basate unicamente sull'esperienza, con prescrizioni operative motivate da modelli fisico-matematici. La prima "prescrizione"

in senso moderno può forse ritrovarsi nelle lezioni di Navier (1826), quando si afferma che il proporzionamento delle sezioni resistenti deve essere tale che i materiali restino sicuramente in campo elastico nelle condizioni di servizio in modo da evitare deformazioni permanenti. In questa indicazione (che rimane comunque una autorevole raccomandazione, anche quando non espressamente recepita nel codice normativo) si possono riconoscere i fondamenti del calcolo elastico e quindi del metodo delle tensioni ammissibili. Verificare che le sollecitazioni prodotte dai carichi di esercizio non provochino deformazioni plastiche e quindi permanenti del materiale si traduce nella disuguaglianza

$$\sigma_{es} \leq \frac{\sigma_u}{\gamma}$$

ove γ rappresenta un coefficiente di sicurezza stabilito sulla base di considerazioni non esplicitamente probabilistiche (deterministiche).

In realtà questa filosofia della sicurezza venne tradotta in una vera e propria normativa solo con la diffusione del conglomerato cementizio armato, nuovo rivoluzionario materiale strutturale le cui straordinarie capacità determinavano sicuramente grande attenzione e preoccupazione da parte dell'autorità. Il criterio delle tensioni ammissibili viene infatti recepito nella circolare ministeriale francese del 1906 e, l'anno successivo, in un'analogia norma italiana (D.M. 10/1/1907) intitolata "Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato". Si noti in particolare che il metodo consente di differenziare il coefficiente di sicurezza con riferimento ai due materiali strutturali, calcestruzzo ed acciaio.

La tappa successiva vede la valorizzazione del calcolo a rottura. La sicurezza viene valutata come rapporto tra la caratteristica di sollecitazione a rottura della sezione M_R , determinata sulla base dei valori ultimi di resistenza e deformazione dei materiali, e quella di esercizio M_E

$$M_E(F_k) \leq \frac{M_R(f_{ck}, f_{yk})}{\gamma}$$

Il nuovo metodo venne incluso nel 1938 nella normativa sovietica sul cemento armato. Esso si ispira all'effettiva capacità portante della sezione ma non è più possibile differenziare il coefficiente di sicurezza tra i due materiali.

È ancora il regolamento sovietico nel 1955 a recepire un ulteriore progresso nella valutazione della sicurezza, introducendo il concetto di "stato limite", esteso dalla crisi per resistenza a quella per deformazione o fessurazione e, specialmente, riconoscendo operativamente il carattere probabilistico delle variabili da cui dipendono le verifiche di sicurezza. Vengono infatti indicati due coefficienti di sicurezza orientati ad interpretare le incertezze rispettivamente nella valutazione dei carichi e della resistenza dei materiali. Formalmente la nuova concezione della sicurezza si riconduce all'espressione

$$M_E(\gamma_F F_k) \leq M_R \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)$$

I momenti che compaiono nella precedente espressione sono denominati “di calcolo” e si ottengono considerando rispettivamente i carichi caratteristici amplificati e le resistenze caratteristiche dei materiali ridotte. In tal modo vengono considerate azioni che hanno una probabilità del 99,5% di non essere superate e resistenze che hanno la medesima probabilità di esserlo; ciò determina una non ben precisata ma comunque molto alta probabilità che la suddetta disuguaglianza venga rispettata. Viene inoltre recuperata la possibilità di differenziare i coefficienti di sicurezza dei due materiali strutturali.

Il metodo semiprobabilistico agli stati limite, che si andava delineando in quegli anni, trova piena applicazione nella normativa italiana nel 1980, ma già dal 1972 era stato ammesso il calcolo a rottura della sezione. Come si è detto in precedenza questo approccio costituisce, da oggi in poi, il prevalente metodo di verifica della sicurezza. Il termine semiprobabilistico ricorda che in effetti non viene misurata la probabilità che il momento agente superi quello di rottura (come sarebbe da attendersi da un metodo probabilistico) ma viene solo misurata la probabilità relativa all’entità delle azioni e quella relativa alla resistenza dei materiali.

Se pensiamo ad un sintetico confronto tra i due metodi osserviamo che, nonostante un’apparente grande diversità:

- i coefficienti di sicurezza deterministici impiegati nel metodo delle tensioni ammissibili hanno in realtà un carattere implicitamente probabilistico;
- la lista completa degli stati limite viene in qualche modo recuperata, operando con le tensioni ammissibili, mediante ulteriori verifiche (deformazione, fessurazione, instabilità, equilibrio del corpo rigido), regolamentate sempre con criteri formalmente deterministici.

Il metodo semiprobabilistico conferisce però centralità al comportamento non lineare della sezione, limitando il calcolo elastico solo a verifiche rispetto a stati limite di esercizio.

È infine da osservare che ciascun metodo prescinde, di per sé, dalla scelta del modello strutturale che fa da interfaccia tra le azioni applicate e le caratteristiche della sollecitazione. La possibile diversa modellazione dell’elemento strutturale (ad esempio come trave isolata, trave continua, telaio piano o spaziale, ecc.) può però condurre a risultati numerici molto diversi. È proprio la modellazione strutturale, intesa come interpretazione schematica della realtà, la sfera di maggiore libertà e responsabilità del progettista strutturale. La tendenza attuale della normativa tecnica, e in special modo di quella sismica, è quella di fornire suggerimenti o prescrizioni anche sul modello di calcolo da adottare, ma questa scelta rimane ancora un aspetto fondamentale e critico della progettazione strutturale.

3. Evoluzione storica della strategia di difesa dai terremoti

L'aspetto sismico del problema strutturale è diventato sempre più importante, specialmente in riferimento alla situazione italiana. L'obiettivo di realizzare strutture in grado di sopportare i terremoti più violenti è perseguito, con studi scientifici e prescrizioni normative, da oltre due secoli. Esaminando lo sviluppo della normativa sismica nazionale, non si può non notare come esso sia sempre in stretta relazione con i terremoti storici. I provvedimenti più antichi sono probabilmente quelli del 28 marzo 1784, emanati dal Governo borbonico dopo il terremoto che devastò la Calabria nel 1783. Ma questi, come tutti quelli che si susseguirono fino all'inizio del ventesimo secolo (regolamento pontificio edilizio per la città di Norcia, 1860; prescrizioni edilizie per l'isola d'Ischia, 1883; norme per la costruzione ed il restauro degli edifici nei comuni liguri danneggiati dal terremoto del 22 febbraio 1887; norme per la costruzione ed il restauro degli edifici danneggiati dal terremoto nelle province calabresi ed in quella di Messina, 1906) si limitavano a prescrizioni costruttive e limitazioni dell'altezza degli edifici.

Solo dopo il terremoto di Messina del 28 dicembre 1908 venne promulgata una norma (R.D. 18 aprile 1909, n. 193) che prevedeva esplicitamente la necessità di tenere conto nei calcoli di stabilità e resistenza delle costruzioni di "azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentandole con accelerazioni applicate alle masse del fabbricato"¹. L'entità delle massime accelerazioni prodotte da un terremoto era, all'epoca, oggetto di discussione. La scala sismica proposta dal giapponese Omori considerava possibili accelerazioni massime superiori a 4 m/s^2 (0.4 g, indicando con g l'accelerazione di gravità) e questo valore veniva posto a base dei calcoli da alcuni autori. Ciò nonostante, la commissione incaricata di predisporre le norme del 1909 sottolineò le incertezze esistenti su tale punto e l'improponibilità di usare tali accelerazioni nel progetto, perché esse avrebbero portato "a risultati praticamente inattendibili a cagione delle eccessive dimensioni che ne scaturirebbero adottando gli abituali carichi di sicurezza datici dalla scienza della resistenza dei materiali da costruzione". Si decise quindi di "dedurre direttamente per determinati tipi di fabbriche, di cui si sia constatata l'incolumità in un numero abbastanza grande di casi, quali siano le forze massime che ... avrebbero potuto essere sopportate dall'edificio, per servirsene poi nel calcolo di fabbricati nuovi". Gli studi svolti portarono alla conclusione che "le forze convenzionali da introdurre nei calcoli ... corrisponderebbero ad una accelerazione di 700 ad 800 mm per secondo al quadrato" (cioè 0.07-0.08 g). Si propose quindi di utilizzare forze orizzontali pari a "1/12 dei rispettivi pesi per le strutture dei piani inferiori", aumentate a "1/8 per quelle del

¹ Tutte le citazioni sono tratte dalla "Relazione della Commissione incaricata di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per i comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri anteriori" pubblicata sul Giornale del Genio Civile, 1909.

piano superiore²” per tener conto del fatto che “l’ampiezza delle oscillazioni provocate dai terremoti negli edifici aumenta dai piani inferiori ai superiori”. C’era comunque la consapevolezza che “un edificio calcolato per l’accelerazione sopra indicata, secondo gli ordinari carichi di sicurezza, si dovrà considerare come resistente in buone condizioni ad una scossa di accelerazione doppia, la quale non dovrebbe provocarvi tensioni unitarie superiori ai limiti pratici di elasticità dei rispettivi materiali, e darà garanzia contro il pericolo di uno sfasciamento disastroso anche per scosse di intensità quattro o cinque volte più grandi”.

Il terremoto di Messina del 1908 rivelò in particolare la vulnerabilità degli edifici in muratura con solai in legno o ferro semplicemente appoggiati alle murature, per il collasso delle pareti fuori dal proprio piano. Ne seguì la disposizione (1935) che vietò tali tipologie, imponendo l’impalcato in c.a. con cordoli di incatenamento inseriti tra gli ordini delle murature.

I primi edifici in c.a. utilizzavano le murature di tamponamento (realizzate in muratura piena) per irrigidire le maglie dei telai al fine di assorbire le azioni orizzontali. La normativa del 1935 consentiva esplicitamente di tener conto di tale contributo irrigidente e resistente. Dopo il 1962, invece, non fu più consentito di prendere in considerazione le tamponature (che peraltro venivano realizzate sempre di più con laterizi alleggeriti) ed esse divennero semplici “carichi fissi”. Dopo il terremoto Irpino-Lucano del 23 novembre 1980 la normativa regionale finalizzata al recupero dell’edilizia esistente consentì nuovamente di tenerne conto, ma solo nell’ambito dei suddetti interventi.

Come si vede, fin dalle prime normative risalenti all’inizio del secolo scorso erano presenti, in nuce, i concetti base dell’analisi sismica: comportamento elastico lineare per terremoti deboli, comportamento non lineare per terremoti più forti, uso di forze statiche per simulare gli effetti del reale comportamento dinamico. Solo dopo la metà del ventesimo secolo il progresso teorico e la disponibilità di nuovi mezzi di calcolo consentirono una migliore comprensione, anche dal punto di vista numerico, del problema. L’analisi della risposta sismica di oscillatori elastoplastici mostrò che una progettazione basata su un’analisi lineare con forze ridotte può garantire una sufficiente sicurezza nei confronti del collasso solo se la struttura possiede un’adeguata duttilità. Le normative più recenti, come l’Eurocodice 8, hanno quindi previsto criteri per conferire un buon comportamento globale (*capacity design*, o criterio di gerarchia delle resistenze) e hanno indicato dettagli costruttivi per incrementare la duttilità locale. Rimane tuttavia, come punto debole, il fatto che non sia previsto un esplicito controllo della duttilità della struttura. La garanzia di un buon comportamento ultimo è quindi basata sull’extrapolazione di risultati teorici alle strutture reali, spesso ben diverse dai modelli di calcolo.

² La norma proposta prevedeva che fossero consentiti al massimo due piani.

La disponibilità di calcolatori sempre più potenti rende possibile oggi analisi ben più sofisticate, dinamiche non lineari, che potrebbero cogliere la “realità” a condizione di scegliere una corretta modellazione degli elementi strutturali e del loro comportamento ciclico non lineare (le virgolette alla parola realtà sono necessarie per ricordare che, in ogni caso, il modello può avvicinarsi ma mai coincidere con l'oggetto reale esaminato). Il giudizio sulla capacità di una struttura di sopportare un evento sismico deve essere in questo caso basato esplicitamente sul controllo della duttilità, ovvero delle deformazioni plastiche. Analisi di questo tipo sono però ancora molto onerose, anche perché dovrebbero essere affrontate in maniera statistica, non essendo prevedibile a priori l'input sismico corrispondente al terremoto che solleciterà la struttura. Sono stati pertanto proposti negli ultimi anni metodi semplificati, caratterizzati dal valutare il comportamento ultimo della struttura basandosi sulle deformazioni o meglio, in maniera sintetica, sugli spostamenti. È stato così introdotto il concetto di *displacement based design*, contrapposto all'approccio tradizionale che era basato sulla valutazione dell'effetto di forze statiche e che pertanto è stato ribattezzato *force based design*. In generale questi nuovi metodi scindono il problema in due fasi: valutazione degli spostamenti “disponibili”, cioè sopportabili dalla struttura, mediante una analisi statica non lineare (analisi pushover); valutazione degli spostamenti “richiesti”, cioè che cimenteranno la struttura durante il sisma, a partire da spettri di risposta. Il confronto tra spostamenti richiesti e disponibili consente di esprimere il giudizio sulla capacità della struttura di sopportare il sisma senza collassare. Questi approcci innovativi non sono esenti da problemi. Ad esempio, gli spettri di risposta da usare dovrebbero essere riferiti ad oscillatori elastoplastici, ma in genere ci si limita ad adattare “opportunamente” gli spettri di risposta di oscillatori elastici (forniti dalla normativa). Inoltre l'uso di spettri richiede il passaggio da schemi a più gradi di libertà ad oscillatori semplici equivalenti, con ovvie semplificazioni e rischio di imprecisioni. Tuttavia essi sono indubbiamente molto promettenti, perché affrontano direttamente il problema della duttilità.

Sia le analisi basate su forze che quelle basate su spostamenti sono in realtà procedimenti per la verifica della struttura. È necessario, preliminarmente, un dimensionamento degli elementi strutturali che nei metodi *force based* veniva fatto a partire da valori delle caratteristiche di sollecitazione stimati in base all'esperienza ed a modelli semplificati. Meno chiaro è quale debba essere un criterio di dimensionamento *displacement based*, ma ciò è forse dovuto solo alla novità dell'approccio ed alla mancanza di una adeguata esperienza. Rimane però in ogni caso la necessità di conseguire un buon comportamento strutturale (ovvero una elevata duttilità globale), anche al fine di ridurre il costo complessivo della struttura. Tale obiettivo viene perseguito, come già detto, con criteri di *capacity design*, cioè dimensionando alcuni elementi in modo da avere una

resistenza maggiore di quella assegnata agli altri elementi, in modo da indirizzare la struttura verso il meccanismo di collasso ottimale.

La consapevolezza delle diverse possibili intensità di un terremoto e della necessità di avere in relazione ad essa differenti comportamenti strutturali (mantenersi “in buone condizioni” per terremoti di media intensità, non avere “sfasciamento disastroso” per terremoti forti) era presente già nella citata relazione del 1909. Questo concetto si è ulteriormente sviluppato a partire dall’ultima decade del secolo scorso, portando al cosiddetto *performance based design*, che consiste nell’imporre diversi livelli di prestazione, in funzione dell’intensità dell’azione sismica ma anche della destinazione d’uso della struttura. Anche in questo caso la verifica delle prestazioni è sempre più orientata verso il controllo degli spostamenti.

La storia della normativa tecnica ci fa comprendere che dobbiamo convivere con una continua evoluzione delle prescrizioni, determinata dal progresso delle cognizioni scientifiche e da considerazioni politiche-sociali. A ben vedere però i fondamentali principi fisici dell’ingegneria sismica rimangono immutati e l’evoluzione della normativa rispecchia solo il progresso nella comprensione di tali fenomeni.

4. Il recente quadro normativo nazionale

Com’è noto a tutti gli operatori del settore la normativa tecnica nazionale, che interessa anche gli edifici intelaiati in c.a., si incardina da lungo tempo su due leggi fondamentali:

- la legge 1086 del 1971 che disciplina tra l’altro le opere in c.a. ed in base alla quale il Ministero dei LL.PP. è chiamato ad emanare ed aggiornare periodicamente le specifiche norme tecniche;
- la legge 64 del 1974 che disciplina tutte le costruzioni ed in particolare quelle in zona sismica, in base alla quale sempre il Ministero dei LL.PP. è chiamato ad emanare ed aggiornare specifiche normative tra cui quella sulle costruzioni in c.a. in zona sismica.

Più recentemente queste due leggi sono state recepite dal Testo Unico per l’Edilizia, emanato con il Decreto del Presidente della Repubblica del 6 giugno 2001, n. 380 (DPR 380/01), che contiene i principi fondamentali e generali e le disposizioni per la disciplina dell’attività edilizia.

A partire dagli anni ’70, tutta la normativa di settore si è sviluppata sulla base del predetto impianto normativo. Il metodo delle tensioni ammissibili era considerato il metodo principale di verifica, ma fin dal primo D.M. emanato sulla base della legge 1086 esso era affiancato dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. Nonostante questa doppia possibilità, per lungo tempo in zona sismica si è continuato ad imporre esclusivamente l’impiego del metodo delle

tensioni ammissibili. Solo col D.M. 16/1/96, emanato sulla base della legge 64, si è aperta la strada all'applicazione del metodo degli stati limite nella progettazione di strutture antisismiche. Apertura forse non sufficientemente "ragionata", perché non coglieva aspetti ormai ben chiari alla comunità scientifica, quali ad esempio la gerarchia delle resistenze e le classi di duttilità, essenziali per regolarne meglio l'impiego. Chiunque abbia provato a confrontare i risultati dei due metodi utilizzando la normativa del 1996 ha dovuto riscontrare differenze sensibili ed inquietanti nella "misura" della sicurezza, inaccettabili anche sotto il profilo "morale".

Fa da sfondo al recente riassetto della normativa nazionale la maturazione degli Eurocodici, che rappresentano il tentativo (sofferto) di unificare a livello dell'Unione Europea la normativa di settore. Lo sviluppo di tali documenti, non ancora del tutto completato, ha costituito un importante momento di incontro di diverse tradizioni e culture tecniche. In questo processo di unificazione è prevalsa la linea di pensiero che considera il metodo agli stati limite come unico criterio di verifica della sicurezza. Esso è quindi alla base sia delle norme relative ai singoli materiali strutturali (per il cemento armato, l'Eurocodice 2) che delle norme specificamente rivolte alla progettazione sismica (Eurocodice 8). Ogni stato membro dell'Unione Europea dovrà man mano adeguare la propria legislazione tecnica a quella europea e/o consentire direttamente l'applicazione degli Eurocodici, integrati da specifici Documenti di Applicazione Nazionale (ora ribattezzati Appendici Nazionali). Un primo passo è stato fatto, in Italia, con il D.M. 9/1/96 che ha ammesso l'uso della parte generale degli Eurocodici 2 e 3.

Il XXI secolo si è aperto col periodo di forte instabilità normativa, cui si è accennato all'inizio del capitolo. L'Ordinanza 3274 del marzo 2003 ha subito rilevanti integrazioni e modifiche, fino ad una versione finale costituita dalla OPCM 3431 del maggio 2005. Al di là degli aspetti formali tanto criticati, dovuti al mancato rispetto della struttura normativa innanzi citata, è importante sottolineare le innovazioni sostanziali introdotte da queste Ordinanze. Ancor più che l'obbligo di utilizzare il metodo degli stati limite, appare importante il diverso peso dato alle azioni sismiche ed ai carichi verticali e la maggiore attenzione alla duttilità della struttura, aspetti che consentono di superare i difetti (nei riguardi del calcolo agli stati limite) della normativa sismica del 1996. È inoltre importante sottolineare che esse hanno recepito la crescente consapevolezza del rischio sismico, portando ad una classificazione del territorio nazionale che vede tutta l'Italia come zona sismica, sia pure con limitate aree a bassissima sismicità.

Un primo tentativo di "ripristinare la legalità", ovvero di ridare al Ministero delle infrastrutture e dei trasporti il compito di emanare norme tecniche, è stato fatto col D.M. 14/9/05, redatto con l'obiettivo di fornire "un Testo Unitario che abbia caratteristiche di coerenza, chiarezza, univocità, sinteticità e sia im-

prontato al più moderno indirizzo di normazione prestazionale, piuttosto che prescrittiva”. Anche queste norme hanno suscitato forti critiche perché, pur accettando l’impostazione agli stati limite, introducevano aspetti concettuali e formali non ben in linea con l’impostazione europea degli Eurocodici.

Si è così giunti alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (emanate col D.M. 14/1/08), che costituiscono la versione più aggiornata della norma tecnica nazionale. Il decreto ribadisce la scelta del metodo agli stati limite come riferimento di base per la verifica della sicurezza strutturale. L’uso del metodo delle tensioni ammissibili è infatti consentito solo per “le costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d’uso I e II, limitatamente ai siti ricadenti in Zona 4” (punto 2.7), ovvero per edifici con normale affollamento e non rilevanti per funzioni pubbliche e strategiche, ubicati in zone a bassissima sismicità. È inoltre importante evidenziare che le norme “definiscono i *principi* per il progetto, l’esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità” e consentono, relativamente alle *indicazioni applicative* per l’ottenimento delle prescritte prestazioni, di riferirsi “a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici” (punto 1). Il dibattito tra *norme prescrittive* e *norme prestazionali* è stato molto forte in questi anni. La classica impostazione prescrittiva delle norme tecniche italiane, nelle quali la singola indicazione di dettaglio doveva essere sempre rigorosamente seguita, cozzava con la chiara distinzione, presente negli Eurocodici, tra principi (inderogabili) e regole applicative (che possono essere sostituite da criteri che garantiscano ugualmente il raggiungimento degli obiettivi). A partire dall’Ordinanza 3274 tutte le norme italiane hanno cercato di seguire questo nuovo indirizzo: strada indubbiamente faticosa ma che restituisce al progettista strutturale quel diritto a ragionare e decidere che, se sapientemente amministrato, può portare ad opere realmente e sostanzialmente (e non solo formalmente) sicure.

Capitolo 2

ELEMENTI BASE DI INGEGNERIA SISMICA

1. Premessa

La crescita di importanza della dinamica delle strutture risulta evidente a chiunque abbia seguito l'evoluzione delle problematiche connesse alla progettazione antisismica, sia sotto il profilo dell'istruzione universitaria che sotto quello dell'attività professionale. Alcuni concetti di base, come l'equivalenza tra l'effetto del terremoto e quello di azioni statiche proporzionali alla massa, sono presenti già all'inizio del ventesimo secolo nelle prime norme sismiche e costituiscono un bagaglio culturale insito in chiunque operi in zona sismica. Ma la seconda metà del secolo ha visto un forte sviluppo della dinamica delle strutture, stimolato anche dalla disponibilità di strumenti di calcolo prima inimmaginabili, che ha consentito una conoscenza ben più approfondita del comportamento delle costruzioni durante un terremoto. Ciò ha portato ad un progressivo adattamento della normativa tecnica in tutto il mondo: in questi primi anni del nuovo secolo si è giunti ad una versione finale della norma sismica europea, l'Eurocodice 8, ed anche la normativa italiana è stata aggiornata, con forti discussioni, in maniera tale da recepire sostanzialmente i contenuti di quella europea.

Le nuove prescrizioni fanno riferimento in maniera sempre più esplicita alla dinamica delle strutture. La trattazione sistematica di tale materia esula dagli scopi di questo libro, ma non è possibile entrare nel merito della progettazione strutturale senza richiamarne i concetti principali. In questo capitolo si presenta quindi una sintesi degli argomenti fondamentali, rinviando il lettore più esigente ai testi richiamati in bibliografia. L'obiettivo che ci si propone è quello di fornire le basi essenziali per comprendere le motivazioni dei più moderni risultati dell'ingegneria sismica e per applicare con piena consapevolezza le prescrizioni normative che a tali risultati si ispirano. Per questo motivo si è scelto di privilegiare l'approccio fisico-intuitivo a quello analitico. Si rammenta infine che tali richiami sono orientati alla tipologia strutturale alla quale que-

sto libro è dedicato. Essa rappresenta certamente il tema ricorrente e per così dire quotidiano di chi si occupa di strutture, ma comunque non esaurisce il vasto campo delle tipologie ordinarie e specialistiche.

2. Natura dei terremoti

Causa prima dei terremoti sono i lenti movimenti delle zolle di crosta terrestre, ipotizzati nel secondo decennio del XX secolo da Wegener (deriva dei continenti) e definitivamente accettati negli anni '70 col modello di tettonica a zolle crostali. Lo scorrimento mutuo tra le rocce di zolle adiacenti, lungo le linee di contatto dette faglie, è frenato dall'attrito. Le rocce sono quindi costrette a deformarsi, accumulando elevatissime energie elastiche (Fig. 1 a, b). L'improvvisa frattura delle rocce porta a scorrimenti tra i lati opposti della faglia che possono raggiungere entità anche superiore al metro (Fig. 1 c, d). A seconda di come avviene il movimento tra le zolle crostali, si può distinguere tra:

- zone di subduzione, quando le zolle sono in movimento l'una verso l'altra ed una delle due, più leggera, affonda sotto l'altra (Fig. 2a); in questo caso il punto in cui ha inizio la frattura (ipocentro) può essere molto profondo e gli effetti del sisma si possono risentire su aree molto estese;
- zolle in collisione, quando sono entrambe molto spesse e nessuna delle due affonda (Fig. 2b); in questo caso può essere particolarmente rilevante lo scorrimento in verticale;

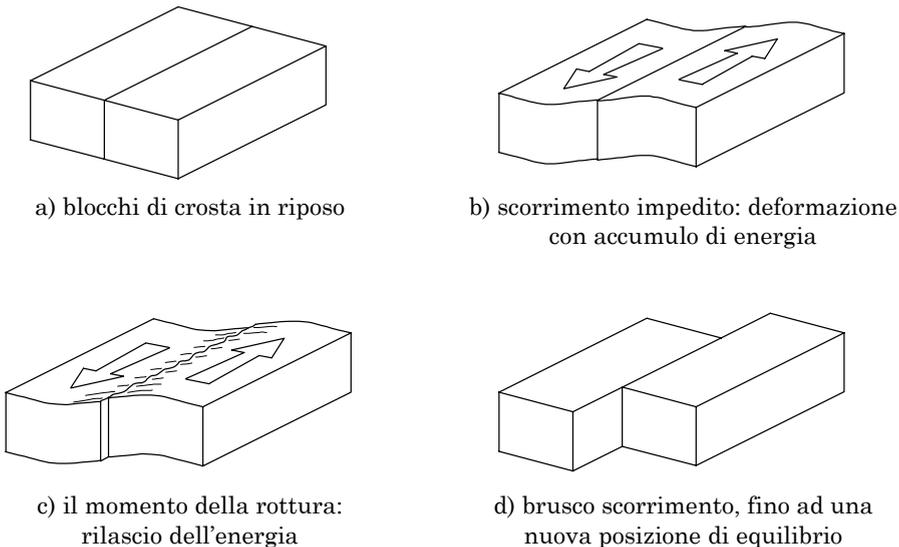
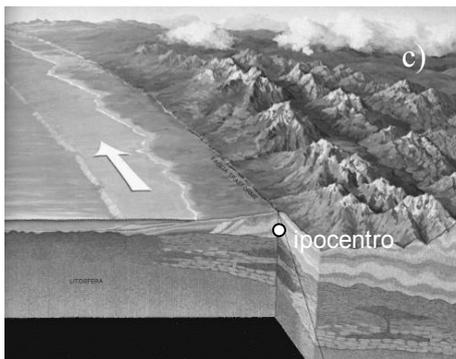
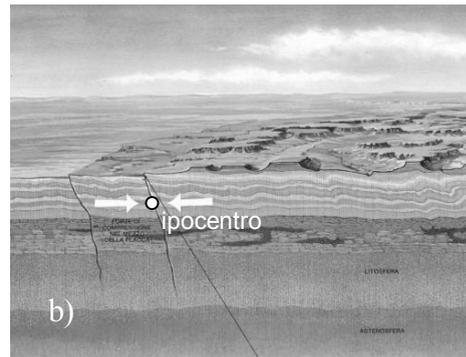
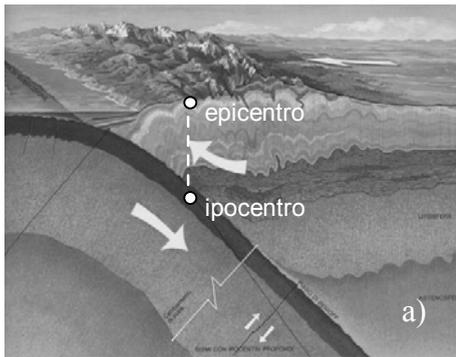


Fig. 1. Il meccanismo che scatena un terremoto



- a) zone di subduzione
 b) zolle in collisione
 c) faglie trasformi

Immagini tratte da:
 Pianeta Terra. I terremoti,
 Mondadori, 1984

Fig. 2. Possibili movimenti delle zolle crostali

– faglie trasformi, quando le zolle scorrono orizzontalmente l'una rispetto all'altra (Fig. 2c); tipico esempio è la faglia di San Andreas, in California.

L'energia liberata dal movimento improvviso delle zolle crostali viene trasmessa, a partire dal punto in cui il movimento si è innescato, con onde elastiche di diverso tipo, che si propagano con diverse velocità ed hanno un diverso contenuto energetico. Si è soliti distinguerle in *onde di volume*, che si propagano attraverso tutto il volume terrestre, ed *onde di superficie*, che si propagano solo attraverso lo strato superficiale.

Le prime possono essere distinte in *onde primarie*, che sono onde longitudinali di dilatazione e compressione, ed *onde secondarie*, che sono onde di taglio, cioè con un movimento in direzione perpendicolare a quello con cui l'onda si sposta. I termini primario e secondario si riferiscono alla sequenza con cui le onde raggiungono una qualsiasi località. Le onde primarie sono le più veloci e quindi le prime ad arrivare. La loro velocità v_p è legata al modulo di elasticità normale E del terreno ed alla sua densità ρ . Si ha approssimativamente

$$v_p \cong 1.1 \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (1)$$

che per le rocce comuni fornisce valori $v_p = 5\text{-}6$ km/s. La velocità v_s delle onde secondarie è invece legata al modulo di elasticità tangenziale G e si ha quindi

$$v_s \cong \frac{v_p}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

È da notare inoltre che le onde di taglio, a differenza di quelle di compressione, non possono trasmettersi attraverso i liquidi.

Il secondo tipo di onde è più lento ma trasmette in genere un maggior contenuto energetico. Ve ne sono vari tipi, tra cui le onde di Rayleigh, che generano un moto secondo un'ellisse nel piano verticale, e le onde di Love, che generano un movimento simile a quello delle onde di taglio.

Il movimento prodotto dalle onde sismiche viene registrato localmente con appositi strumenti (detti sismografi) sotto forma di sismogramma, ovvero diagramma degli spostamenti in funzione del tempo. Ogni sismogramma rappresenta la componente del moto in una direzione e ne occorrono quindi tre per descrivere completamente il moto (due per le componenti orizzontali, uno per quella verticale). Sono però di maggior interesse per gli studiosi e per i progettisti strutturali gli accelerogrammi (diagrammi delle accelerazioni in funzione del tempo), che possono essere ricavati a partire dai sismogrammi oppure registrati direttamente, mediante accelerografi o accelerometri.

Gli accelerogrammi registrati in occasione degli eventi sismici differiscono notevolmente tra loro, sia per l'entità dell'accelerazione massima (*peak ground acceleration*, o PGA), che per la durata ed il contenuto in frequenza (Fig. 3); quest'ultimo termine è riferito al fatto che, pur essendo il sisma un fenomeno caotico, esso può sempre essere scomposto nel contributo di più onde armoniche, caratterizzate quindi da un periodo ed una frequenza. Sono stati proposti numerosi criteri per classificare i terremoti, sia basandosi su dati empirici che sulla misurazione di grandezze oggettive. Tra i primi si può citare la scala Mercalli, proposta nel 1902 e modificata successivamente nel 1931 e nel 1956 (MM), ma anche le scale Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS) e Medvedev-Sponheur-Karnik (MSK). Tutte queste si basano sull'esame degli effetti del sisma sugli edifici e sulle persone, in particolare dei danni riscontrati negli edifici in muratura (in funzione della consistenza della muratura stessa). Di conseguenza un medesimo fenomeno viene classificato in maniera diversa nelle diverse località ove esso viene avvertito. La classificazione così ottenuta non è estremamente rigorosa, ma questo è l'unico modo possibile per classificare gli eventi storici, dei quali non si posseggono registrazioni. Tra i criteri "oggettivi" è da citare la scala Richter, che misura la magnitudo. Con tale termine è stato definito il logaritmo dell'ampiezza massima di oscillazione (in micron), misurata a 100 km dall'epicentro. L'energia E rilasciata durante un evento sismico è legata alla magnitudo M ; la relazione più comunemente usata è

$$\log E = 4.4 + 1.5 M \quad (3)$$

con E misurata in joule. Anche la frequenza annua N di terremoti aventi intensità superiore ad un assegnato valore di M può essere espressa analiticamente con

$$\log N = a - b M \quad (4)$$

con valori dei coefficienti a e b opportunamente tarati in funzione della zona presa in esame (orientativamente, $a \cong 5.5$, $b \cong 1.1$ nel bacino mediterraneo).

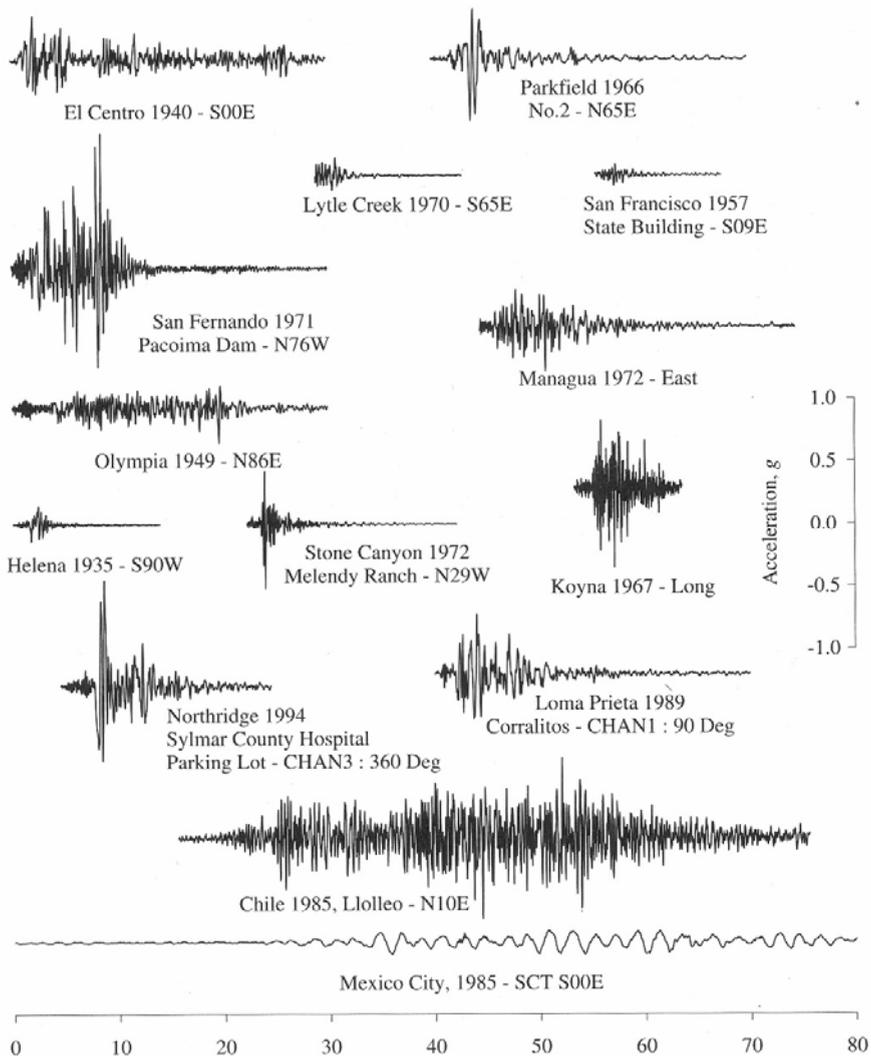


Fig. 3. Accelerogrammi relativi a sismi di forte intensità in America (da Chopra, Dynamics of structures, Prentice Hall International, 1995)

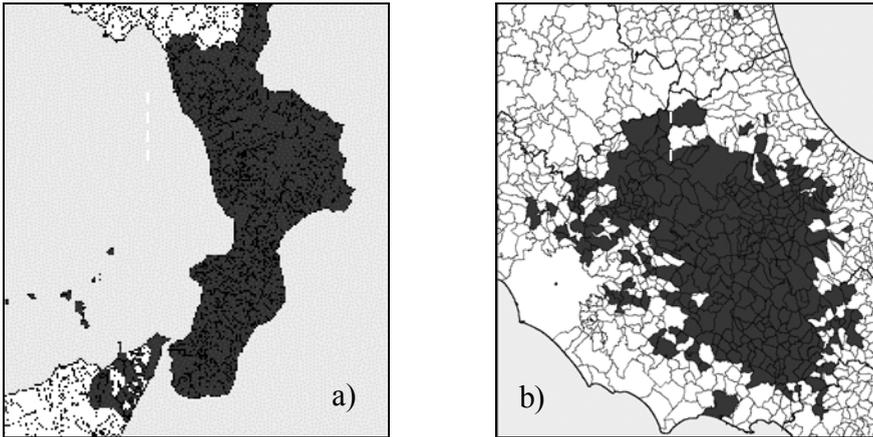


Fig. 4. Classificazione sismica del territorio: a) RD n. 193/1909; b) RD n. 573/1915

Nel passato la classificazione sismica del territorio è stata per lungo tempo strettamente legata agli eventi sismici. Così si è proceduto, ad esempio, per classificare come sismiche zone della Calabria e Sicilia dopo il terremoto di Messina del 1908 (Fig. 4a) e dell'Italia centrale dopo il terremoto di Avezzano del 1915 (Fig. 4b). Nel tempo si è provveduto a diversificare le zone in funzione dell'intensità del terremoto previsto, introducendo una seconda zona, di intensità leggermente minore della prima, a partire dal 1927 e successivamente una terza zona, con intensità prevista ancora minore, dopo i terremoti del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980).

Gli studi più recenti, sulla base dei quali sono state fatte le ultime classificazioni (dall'Ordinanza 3274 del 2003 in poi), mirano piuttosto a valutare in maniera statistica la pericolosità sismica. Si sono introdotti così i concetti di probabilità di superamento p_1 in un assegnato tempo T_1 e di periodo di ritorno T_r dell'evento sismico (tempo medio che intercorre tra due eventi sismici di assegnata intensità), quantità legate tra loro dalla relazione

$$T_r = -\frac{T_1}{\ln(1-p_1)} \cong \frac{T_1}{p_1} \quad (5)$$

Così la normativa attuale assume come riferimento per la prevenzione del rischio di perdite di vite umane un evento con accelerazione di picco che abbia probabilità di superamento del 10% in 50 anni, cioè periodo di ritorno di 475 anni (o, arrotondando, di 500 anni). Con l'Ordinanza 3274 tutta l'Italia è stata divisa in quattro zone, con accelerazione massima a_g pari a 0.35 g, 0.25 g, 0.15 g, 0.05 g. L'inclusione in questa quarta zona, a bassissima sismicità, anche delle parti del territorio italiano meno esposte al rischio sismico, come la Sardegna o il Salento, rende necessario prestare attenzione alla prevenzione sismica in tutta Italia, sia pure – in queste ultime località – in misura molto blanda. Le Norme

Tecniche per le Costruzioni del 2008 (D.M. 14/1/08), nel seguito indicate con la sigla NTC08, hanno sostanzialmente confermato questa situazione, superando però la divisione in zone con l'introduzione di spettri di risposta "locali". Per la prevenzione di danni la nuova norma italiana, così come quella europea, fa invece riferimento a terremoti con periodo di ritorno molto più basso ($T_r = 50$ anni, ovvero probabilità di superamento del 63% in 50 anni, per le NTC08).

È infine importante far notare che i danni riscontrati a seguito di un terremoto sono dovuti essenzialmente a due motivazioni diverse. Una prima causa è l'oscillazione del terreno su cui poggia l'edificio, considerato come un blocco unico. Gran parte delle problematiche relative al "calcolo di edifici in zona sismica" vertono proprio sui modelli da utilizzare nello schematizzare e valutare l'effetto di tale moto sul fabbricato, come verrà illustrato nel resto del capitolo. Non meno importante è però una seconda causa, cioè il movimento relativo di parti del terreno su cui poggia uno stesso edificio, sia per i movimenti di faglia (che però coinvolgono più facilmente altre tipologie, come ad esempio i viadotti) che per i movimenti di masse di terreno indotti dalle vibrazioni, specialmente in zone franose. Appare evidente la necessità di evitare costruzioni in prossimità di una faglia, o in zone dichiaratamente franose; è però in ogni caso indispensabile realizzare un sistema di fondazioni tali da impedire movimenti relativi tra i pilastri del fabbricato.

3. Il sistema ad un grado di libertà

Il punto di partenza tradizionale di ogni trattazione della dinamica delle strutture è il cosiddetto *oscillatore semplice*, cioè un sistema ad un grado di libertà; nella letteratura anglosassone esso viene in genere indicato con la sigla SDOF, acronimo di "single degree of freedom". L'oscillatore semplice è un modello ideale costituito da una massa concentrata m che può spostarsi in una direzione, vincolata da una molla di rigidezza k (Fig. 5).

Numerose strutture reali possono essere schematizzate in tal modo, ad esempio un serbatoio pensile (Fig. 6), oppure un telaio ad un solo piano (Fig. 7). In questi casi la molla del modello rappresenta la rigidezza del fusto del serbatoio o della struttura del telaio, che reagiscono ad uno spostamento orizzontale con una forza ad esso proporzionale; la rigidezza k è la forza che produce uno spostamento unitario, ovvero il rapporto tra forza applicata e spostamento con-

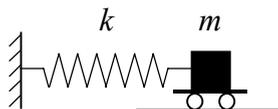


Fig. 5. Oscillatore semplice

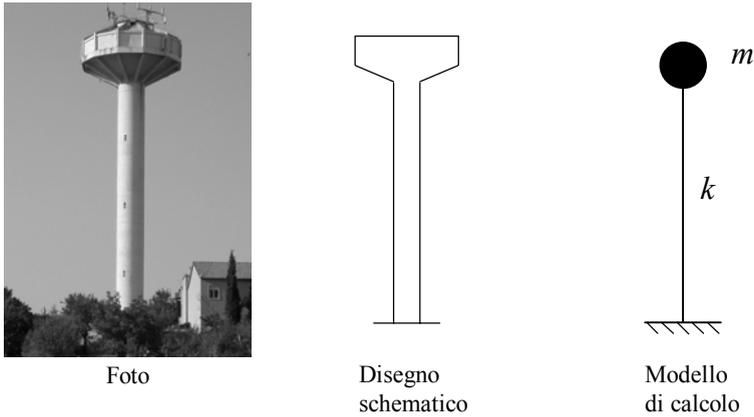


Fig. 6. Serbatoio pensile

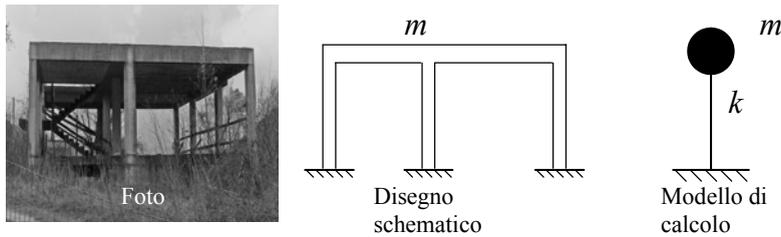


Fig. 7. Telaio monopiano

seguinte. Ovviamente il passaggio dall'oggetto reale al modello richiede una serie di semplificazioni, come il considerare privi di massa il fusto del serbatoio e i pilastri del telaio, oppure il supporre che il traverso del telaio sia indeformabile estensionalmente in modo da avere uno stesso spostamento orizzontale per tutti i punti che ad esso appartengono. Si noti inoltre che tanto il serbatoio che il telaio hanno, dal punto di vista statico, più di un grado di libertà perché è consentito sia lo spostamento orizzontale che la rotazione dei nodi. Dal punto di vista dinamico, invece, lo schema può essere considerato ad un grado di libertà; infatti, avendo considerato la massa come concentrata in un punto, essa è indifferente alle rotazioni e subisce solo l'effetto dello spostamento orizzontale (quello verticale è considerato nullo, per la elevata rigidità estensionale dei pilastri).

L'analisi del comportamento dinamico di un oscillatore semplice parte dall'ipotesi che la molla abbia un comportamento linearmente elastico (Fig. 8a). Nelle costruzioni reali ciò è plausibile quando le oscillazioni sono di ampiezza modesta e quindi per terremoti con bassa accelerazione di picco. Realizzare strutture che si mantengano in campo elastico anche per i terremoti più forti sarebbe possibile, ma non è conveniente dal punto di vista economico. Occorre quindi analizzare, subito dopo, il comportamento dello schema una volta supe-

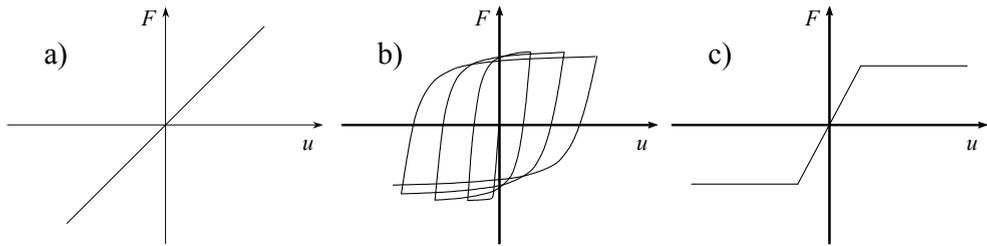
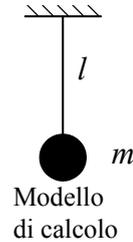
Fig. 8. Relazioni tra forza F e spostamento u 

Fig. 9. Altalena

rato il limite elastico. Il reale comportamento è alquanto complesso, con progressivo degrado della rigidità e con riduzione della resistenza in successive fasi di carico e scarico (Fig. 8b). L'analisi è però svolta, per semplicità, con l'ipotesi che la relazione tra forza e spostamenti sia elastica fino ad un assegnato valore e poi perfettamente plastica, senza degrado di resistenza (Fig. 8c).

4. Comportamento elastico del sistema ad un grado di libertà

4.1. Oscillazioni libere in assenza di smorzamento

Immaginiamo di imporre uno spostamento orizzontale alla massa dell'oscillatore semplice e poi di lasciarla libera. La massa oscillerà con un periodo T ben definito, con un comportamento analogo a quello di altri oggetti più vicini all'esperienza quotidiana, come i pendoli¹ (ad esempio un'altalena, Fig. 9). Già all'inizio del XVII secolo Galileo dimostrò che il periodo di oscillazione libera di un pendolo dipende solo dalle caratteristiche del sistema e non dall'entità dello spostamento iniziale imposto. Per il noto principio di conservazione dell'energia,

¹ Le oscillazioni libere e forzate di un pendolo sono descritte da equazioni analoghe a quelle dell'oscillatore semplice, anche se per il pendolo la forza di richiamo è data dalla componente della forza di gravità perpendicolare all'asta e non dalla rigidità della molla ed il parametro fondamentale non è più la massa ma la lunghezza dell'asta.

in assenza di fenomeni dissipativi l'oscillazione del sistema proseguirà per un tempo indeterminato conservando la medesima ampiezza iniziale.

La trattazione matematica del moto libero di un oscillatore semplice richiede la scrittura di una relazione che esprima, nel generico istante t , l'equilibrio tra la forza di richiamo, che tende a riportare la massa nella posizione iniziale, e l'azione inerziale (equilibrio dinamico). Se si indica con $u(t)$ lo spostamento orizzontale della massa, la forza di richiamo vale $-k u$ (il segno meno indica che la forza agisce con verso opposto allo spostamento). La forza d'inerzia è invece data dal prodotto tra massa m ed accelerazione \ddot{u} (derivata seconda dello spostamento). L'equazione differenziale di equilibrio dinamico è quindi

$$m \ddot{u} + k u = 0 \quad (6)$$

La soluzione di questa equazione, con la condizione di avere uno spostamento iniziale u_0 e velocità iniziale \dot{u} nulla, è

$$u = u_0 \cos(\omega t) \quad (7)$$

cioè una funzione armonica (Fig. 10) con frequenza angolare

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (8)$$

e periodo

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (9)$$

Il periodo di oscillazione libera T (detto anche *periodo proprio* del sistema) e la frequenza f che è il suo inverso, contenendo le informazioni relative sia alla massa che alla rigidezza, esprimono una sorta di deformabilità o rigidezza "dinamica" del sistema. Un sistema è dinamicamente rigido se il rapporto tra rigidezza e massa è alto; esso sarà caratterizzato da un basso valore del periodo. Viceversa, un sistema con basso rapporto tra rigidezza e massa è dinamicamente poco rigido ed avrà un periodo di oscillazione più elevato. Sistemi diversi ma aventi lo stesso rapporto tra rigidezza e massa avranno un comportamento dinamico identico, oscillando con lo stesso periodo T .

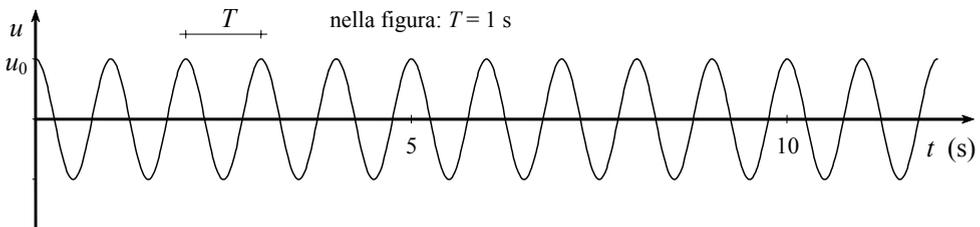


Fig. 10. Moto libero dell'oscillatore semplice non smorzato

4.2. Oscillazioni libere in presenza di smorzamento

Nella realtà si nota che il moto di un pendolo (o di un oscillatore semplice) non continua all'infinito: la sua ampiezza si riduce man mano, finché esso si ferma del tutto. Ciò è dovuto alla dissipazione di energia provocata dalla resistenza dell'aria, dall'attrito dell'asta nel suo perno, ecc.

Il fenomeno dissipativo, in se abbastanza complesso, viene schematizzato considerando presenti azioni viscoso, proporzionali alla variazione di posizione nel tempo, ovvero alla velocità \dot{u} (derivata prima dello spostamento), e quindi pari a $-c \dot{u}$. Il coefficiente di proporzionalità c è detto coefficiente di smorzamento viscoso². L'equazione di equilibrio dinamico diventa in tal caso

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0 \quad (10)$$

e può essere scritta anche come

$$\ddot{u} + 2 \xi \omega \dot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (11)$$

avendo posto

$$\xi = \frac{c}{2 \sqrt{k m}} \quad (12)$$

La soluzione dell'equazione dipende dal valore di ξ . Se tale parametro è minore di 1, si avrà un moto periodico con ampiezza via via decrescente. Con la condizione di avere uno spostamento iniziale u_0 , la soluzione è (Fig. 11a)

$$u(t) = \left[u_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\xi \omega u_0}{\omega_d} \sin(\omega_d t) \right] e^{-\xi \omega t} \quad (13)$$

che ha una frequenza angolare minore di quella del moto non smorzato

$$\omega_d = \omega \sqrt{1 - \xi^2} \quad (14)$$

e quindi un periodo maggiore

$$T_d = \frac{T}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (15)$$

Se, invece, il parametro ξ ha un valore maggiore o uguale ad 1 il sistema raggiungerà la posizione di quiete senza oscillare (Fig. 11b). Il valore del coefficiente di smorzamento viscoso che corrisponde a $\xi=1$ è detto smorzamento critico. Il parametro ξ rappresenta quindi lo smorzamento come percentuale del valore critico.

² Data la complessità del fenomeno, l'unico modo realistico per valutare il coefficiente di smorzamento di una struttura consiste nell'effettuare una prova di oscillazione libera e misurare la riduzione dell'ampiezza del moto in cicli successivi.

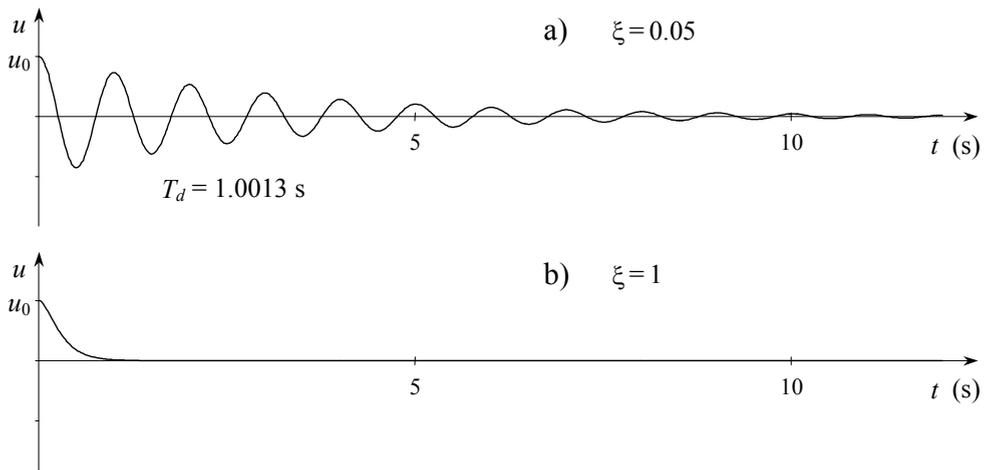


Fig. 11. Moto libero dell'oscillatore semplice smorzato

Nelle strutture in cemento armato lo smorzamento è dovuto principalmente ad elementi non strutturali, come i tramezzi e le tamponature; in misura minore vi contribuisce anche la non linearità insita nel comportamento del calcestruzzo al crescere delle deformazioni. Il valore normalmente usato per lo smorzamento percentuale nelle strutture in c.a. è pari al 5%. Valori minori potrebbero essere usati nel caso di tramezzature ridotte. Valori maggiori sono utilizzati nel caso di strutture isolate alla base (nelle quali vengono disposti isolatori in gomma con elevato smorzamento) oppure quando si vuole tener conto in maniera approssimata del comportamento della struttura soggetta a forti escursioni plastiche. In ogni caso, comunque, il periodo è molto vicino a quello corrispondente ad oscillazioni libere in assenza di smorzamento e la riduzione dell'ampiezza del moto in cicli successivi non è molto forte.

4.3. Oscillazioni forzate

Il fenomeno delle oscillazioni libere può riferirsi al moto della struttura al termine di una scossa sismica, ma il fenomeno dinamico più complesso avviene nella fase iniziale, quando il sistema è eccitato dal moto del suolo. È però utile analizzare preliminarmente la risposta di un sistema (oscillatore semplice o pendolo) ad un'azione periodica. Si pensi ad esempio alla spinta che viene data ad un'altalena: se essa è applicata con un periodo uguale a quello di oscillazione del sistema, l'ampiezza del moto cresce man mano. O, analogamente, se si applica un'azione ritmica ad un palo che regge un cartello stradale (altro esempio di oscillatore semplice) si possono ottenere spostamenti molto elevati anche con piccolo sforzo. Questi sono esempi di ciò che viene denominata *risonanza* di un sistema soggetto ad azione periodica (Fig. 12).

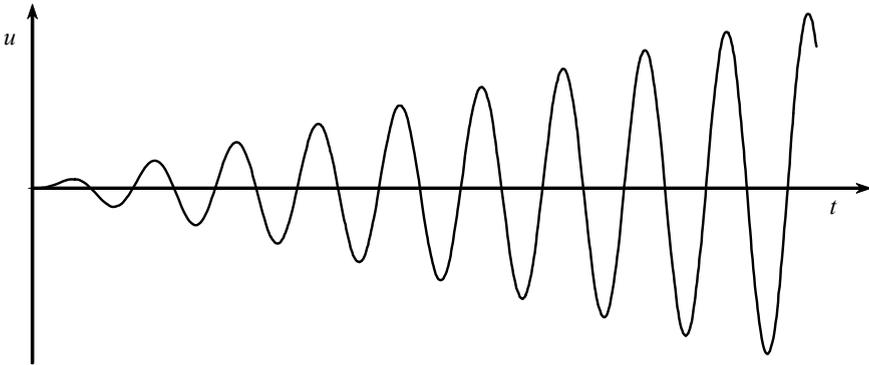


Fig. 12. Moto in condizioni di risonanza (senza smorzamento)

Volendo affrontare il problema dal punto di vista analitico, occorre aggiungere nell'equazione di equilibrio un'ulteriore azione $p(t)$, che rappresenta la causa forzante. L'equazione del moto diventa

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = p(t) \quad (16)$$

Se la forzante è una funzione armonica con frequenza angolare ω_p e periodo $T_p = 2\pi / \omega_p$, ad esempio (Fig. 13a)

$$p(t) = p_0 \sin(\omega_p t) \quad (17)$$

e sono nulli lo smorzamento ($c=0$), lo spostamento e la velocità iniziali la soluzione è (Fig. 13b)

$$u(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - (\omega_p / \omega)^2} \left[\sin(\omega_p t) - \frac{\omega_p}{\omega} \sin(\omega t) \right] \quad (18)$$

cioè è somma di due componenti armoniche, aventi periodo coincidente rispettivamente con quello della forzante e con quello di oscillazione libera del sistema. La prima componente è detta *stazionaria*, mentre la seconda è detta *transitoria*. Questi nomi nascono dal fatto che in presenza di smorzamento la componente transitoria è moltiplicata per un termine che la riduce esponenzialmente, fino a farla scomparire del tutto (Fig. 13c).

L'ampiezza della componente stazionaria è data dal prodotto di due fattori. Il primo, p_0 / k , rappresenta lo spostamento u_{st} che si avrebbe in condizioni statiche, se fosse applicata al sistema una forza p_0 . Il secondo indica l'amplificazione, o riduzione, dello spostamento massimo per gli effetti dinamici.

In presenza di smorzamento l'ampiezza della componente stazionaria diventa

$$u_{\max} = \frac{p_0}{k} \frac{1}{\sqrt{[1 - (\omega_p / \omega)^2]^2 + [2 \xi (\omega_p / \omega)]^2}} \quad (19)$$

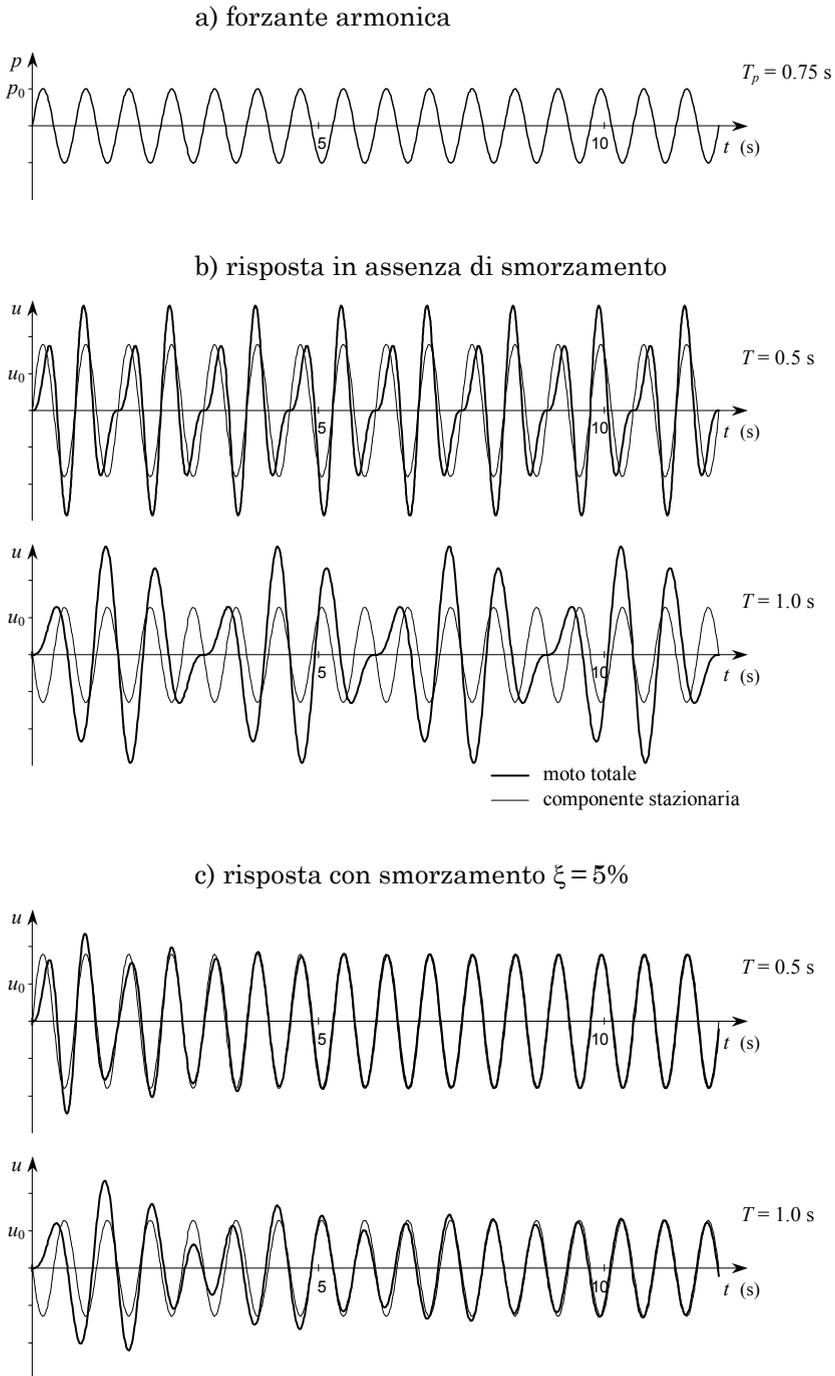


Fig. 13. Moto dell'oscillatore semplice, con forzante armonica

Se si riporta in un diagramma lo spostamento massimo provocato da una forzante di periodo assegnato, in funzione del periodo dell'oscillatore semplice, si può vedere (Fig. 14a) che in assenza di smorzamento l'amplificazione diventa infinita quando il periodo della forzante coincide con quello proprio del sistema (risonanza). Con i valori di smorzamento usuali per gli edifici l'amplificazione è forte, ma non infinita, ed è massima per valori leggermente diversi del periodo. Per smorzamenti elevati, o quando la forzante ha un periodo molto minore di quello proprio del sistema, si ha invece una riduzione dell'ampiezza del moto. Al limite, azioni applicate su strutture estremamente rigide ($T \rightarrow 0$) oppure con periodo molto lungo ($T_p \rightarrow \infty$) provocano spostamenti coincidenti con quelli statici; viceversa, azioni applicate su strutture molto deformabili dal punto di vista dinamico ($T \rightarrow \infty$, cioè rigidità tendente a zero o massa tendente a infinito) oppure con periodo molto breve ($T_p \rightarrow 0$) non provocano spostamenti.

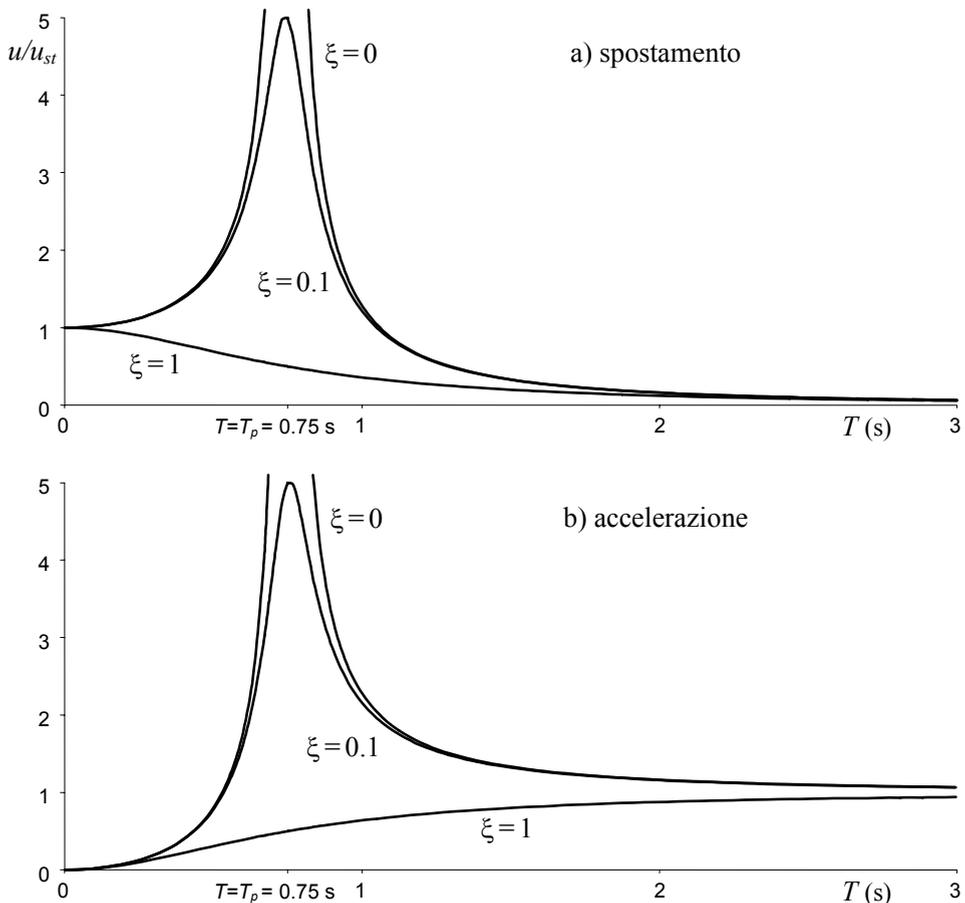


Fig. 14. Amplificazione o riduzione del moto, in funzione del periodo dell'oscillatore

Per l'accelerazione massima (Fig. 14b), fornita dall'espressione

$$\ddot{u}_{\max} = \frac{p_0}{m} \frac{(\omega_p / \omega)^2}{\sqrt{[1 - (\omega_p / \omega)^2]^2 + [2 \xi (\omega_p / \omega)]^2}} \quad (20)$$

possono essere fatte considerazioni analoghe: il termine p_0/m rappresenta l'accelerazione che la forza indurrebbe se applicata alla massa libera; si ha una forte amplificazione quando il periodo della forzante è prossimo a quello proprio del sistema (infinita in assenza di smorzamento); si ha una riduzione quando la forzante ha un periodo molto maggiore di quello proprio del sistema, oltre che nel caso di smorzamenti elevati. Al limite, azioni applicate con periodo molto lungo ($T_p \rightarrow \infty$) oppure su strutture estremamente rigide ($T \rightarrow 0$) non provocano accelerazioni; viceversa, azioni applicate con periodo molto breve ($T_p \rightarrow 0$) oppure su strutture dinamicamente molto deformabili ($T \rightarrow \infty$) provocano accelerazioni coincidenti con quelle di una massa libera³.

4.4. Risposta sismica e spettro di risposta elastico

Nel valutare la risposta di un oscillatore semplice ad un input sismico, occorre distinguere tra spostamento $u(t)$ della massa rispetto alla base e spostamento $u_g(t)$ della base dell'oscillatore, ovvero del suolo. La forza di richiamo elastico e quella di smorzamento dipendono ancora rispettivamente da u ed \dot{u} . La forza d'inerzia è invece legata all'accelerazione assoluta $\ddot{u} + \ddot{u}_g$. L'equazione di equilibrio dinamico assume quindi l'espressione

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -m \ddot{u}_g \quad (21)$$

L'equazione è analoga a quella scritta pensando ad una forzante applicata alla massa. Se il moto del suolo è armonico

$$\ddot{u}_g(t) = \ddot{u}_{g,0} \sin(\omega_p t) \quad (22)$$

la soluzione sarà quella già vista nel paragrafo precedente, con

$$p_0 = -m \ddot{u}_{g,0} \quad (23)$$

Anche l'amplificazione degli spostamenti, sarà la stessa. Per quanto riguarda l'accelerazione, è interessante esaminare l'amplificazione dell'accelerazione assoluta $\ddot{u} + \ddot{u}_g$, che ha l'andamento mostrato in Fig. 15. Oltre al forte incremento che si ha per la risonanza, quando il periodo proprio dell'oscillatore è prossimo a quello della forzante, si nota che quando T tende a zero l'accelerazione assoluta tende ad essere uguale all'accelerazione massima alla base. Ciò corrisponde al fatto che una struttura molto rigida (e quindi con T molto piccolo) si deforma

³ Accelerazioni che possono però essere molto piccole, se il periodo elevato è dovuto ad una massa molto alta.

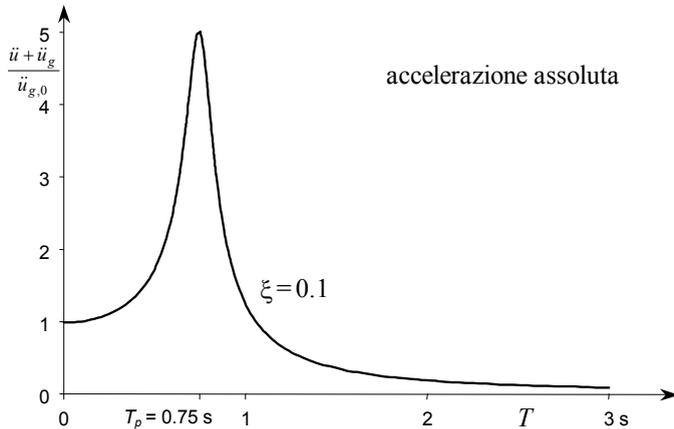


Fig. 15. Amplificazione o riduzione del moto, in funzione del periodo dell'oscillatore

poco e quindi tende ad avere le stesse accelerazioni sia alla base che in corrispondenza della massa. Viceversa, quando T diventa molto grande (struttura molto deformabile) il movimento della base non viene trasmesso alla massa, che rimane quasi ferma, con accelerazioni piccolissime.

La soluzione analitica dell'equazione del moto esiste solo nel caso di forzanti con equazioni ben precise. Nei casi reali l'accelerogramma \ddot{u}_g è invece fornito come coppie di valori tempo-accelerazione e la risoluzione deve avvenire per via numerica. La discussione dei metodi risolutivi dell'equazione dinamica trascende gli scopi di questa breve introduzione e può essere trovata nei testi richiamati in bibliografia. Daremo quindi per scontata la capacità di determinare il moto $u(t)$ del sistema una volta assegnata, tramite un accelerogramma, la funzione $\ddot{u}_g(t)$ ⁴. Come mostrato dalla Fig. 16 e dalla Fig. 17, la risposta è notevolmente diversa, istante per istante, secondo il periodo proprio T dell'oscillatore e lo smorzamento percentuale ξ .

Ai fini pratici, non interessa però tutta la storia della risposta nel tempo. Un progettista vuole conoscere le massime sollecitazioni che subirà la struttura in conseguenza ad un assegnato terremoto e queste si hanno quando la struttura raggiunge la massima deformazione. Per uno schema ad un grado di libertà i massimi valori delle caratteristiche di sollecitazione provocate da un sisma possono essere facilmente determinati applicando allo schema una forza statica proporzionale allo spostamento massimo u_{\max}

$$F = k u_{\max} \quad (24)$$

⁴ Un programma che consente ciò è riportato nel cd allegato al testo.

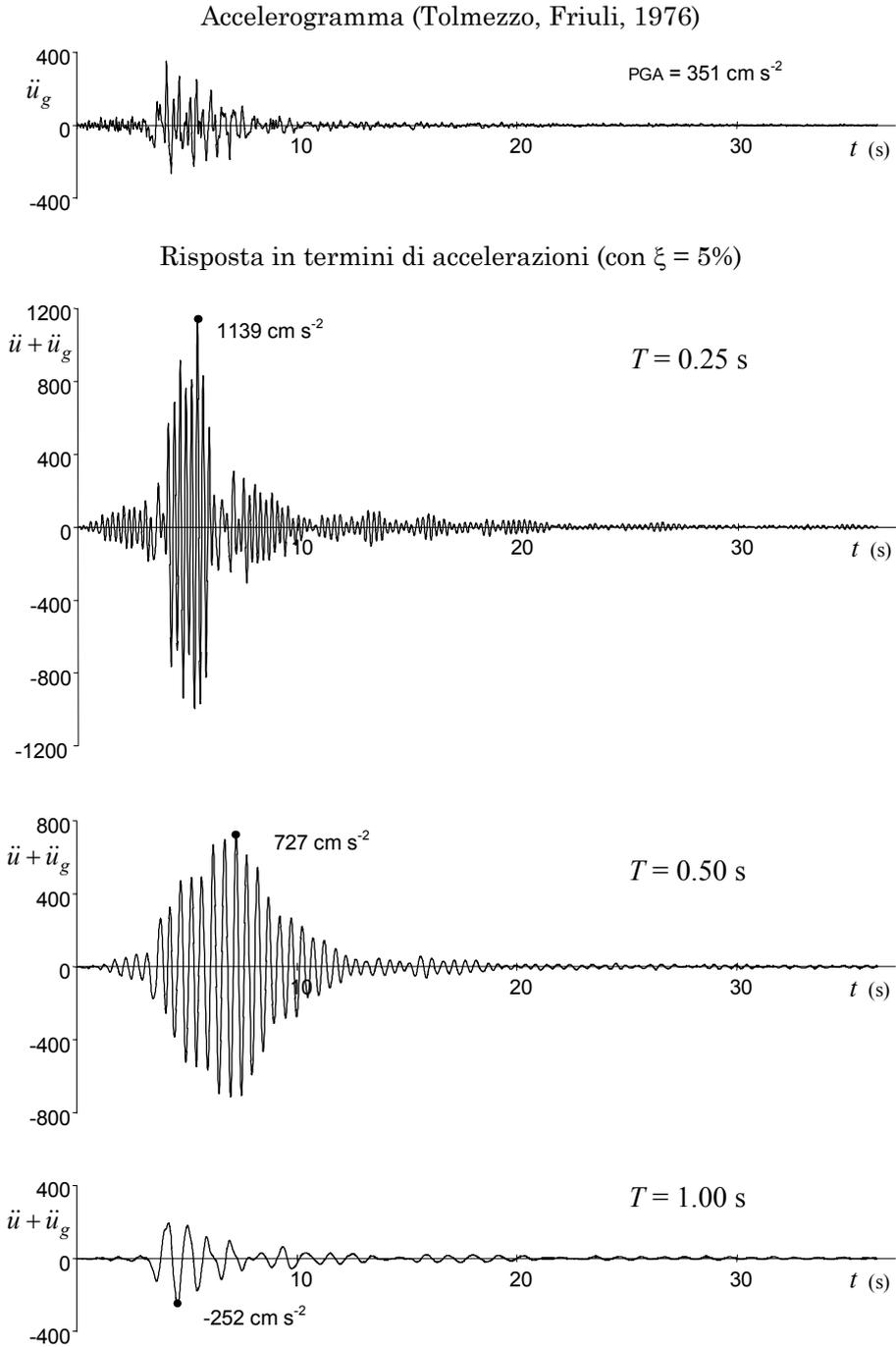


Fig. 16. Accelerogramma e risposta in termini di accelerazioni (con $\xi = 5\%$)

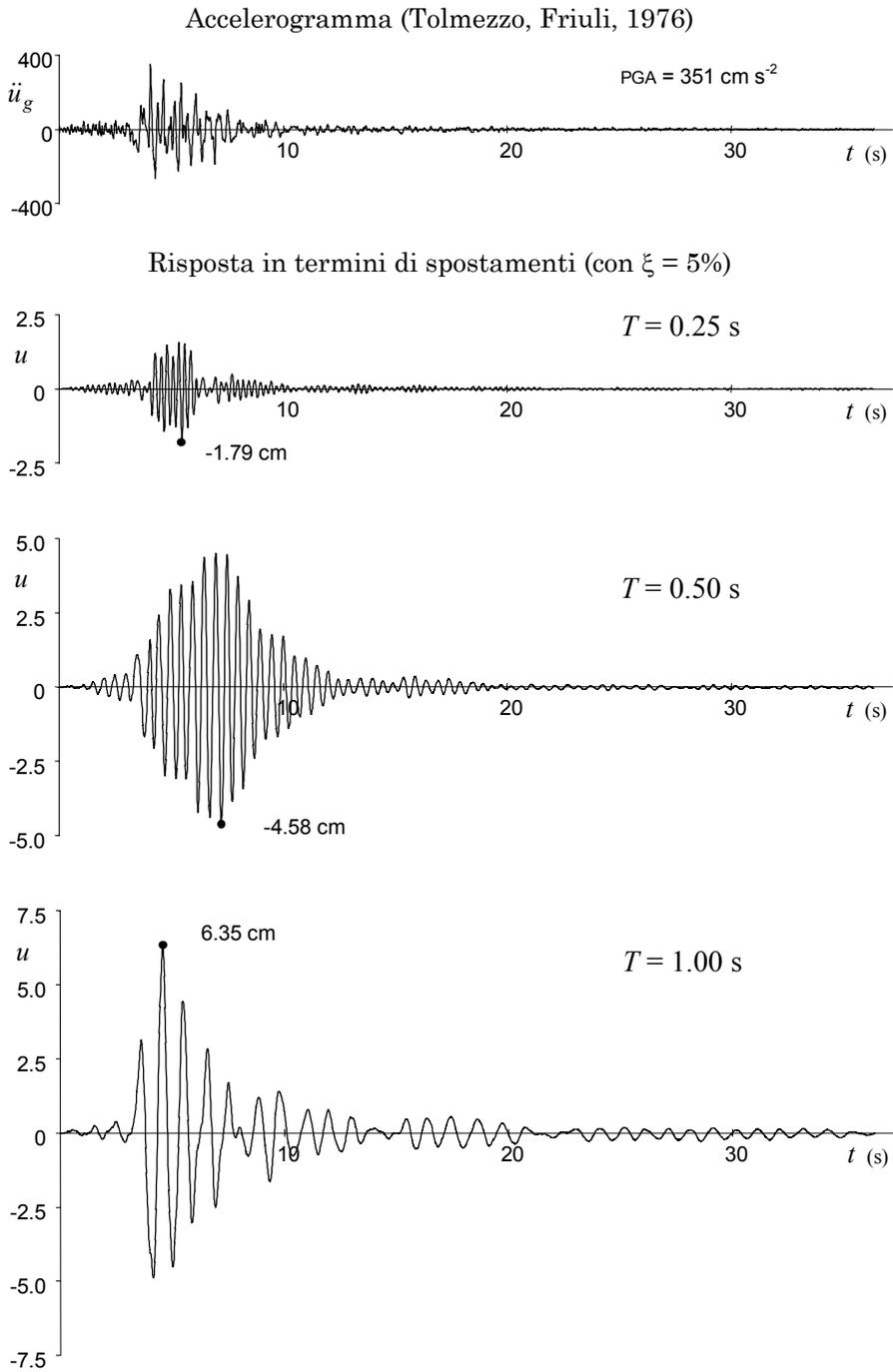


Fig. 17. Accelerogramma e risposta in termini di spostamento (con $\xi = 5\%$)

Poiché quando lo spostamento raggiunge il massimo la sua derivata prima \dot{u} si annulla, dall'equazione (21) si ha, per $u = u_{\max}$

$$m (\ddot{u} + \ddot{u}_g) = -k u \quad (25)$$

La forza da applicare può, quindi, essere valutata moltiplicando la massa per l'accelerazione assoluta che si ha nell'istante in cui lo spostamento è massimo

$$F = m (\ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad (26)$$

con

$$\ddot{u} + \ddot{u}_g = \frac{k}{m} u_{\max} = \omega^2 u_{\max} = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 u_{\max} \quad (27)$$

La quantità $\omega^2 u$ è detta pseudo-accelerazione. Se lo smorzamento è nullo essa coincide istante per istante con l'accelerazione assoluta. In caso contrario, l'uguaglianza si ha solo nell'istante in cui lo spostamento è massimo; il massimo valore dell'accelerazione assoluta può quindi essere leggermente superiore al massimo valore della pseudo-accelerazione, ma le differenze sono talmente piccole da consentire, ai fini pratici, di parlare indifferentemente di accelerazione o pseudo-accelerazione.

In definitiva, al progettista basta conoscere il valore massimo della pseudo-accelerazione (o dell'accelerazione assoluta). Si è già fatto notare che il moto libero di un oscillatore semplice dipende esclusivamente dal periodo proprio T e dallo smorzamento percentuale ξ . Ciò vale anche per il moto forzato e per la risposta ad un input sismico. Strutture diverse, ma aventi uguali valori di T e ξ , avranno gli stessi valori dello spostamento e dell'accelerazione massima. È quindi possibile sintetizzare la risposta ad un assegnato terremoto mediante un grafico, denominato *spettro di risposta elastico*, costruito (Fig. 18) riportando

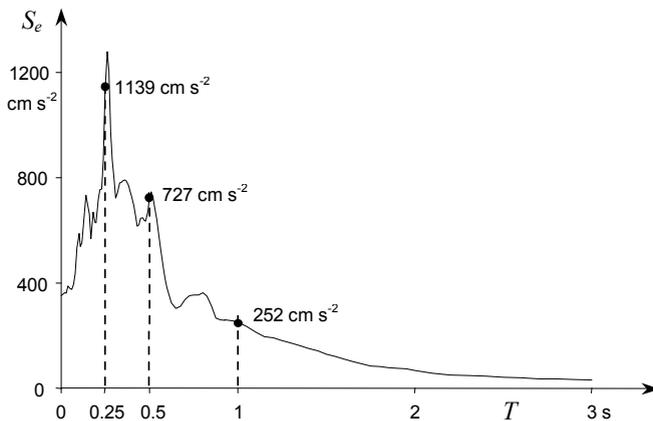


Fig. 18. Costruzione dello spettro di risposta elastica in termini di accelerazione: accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976

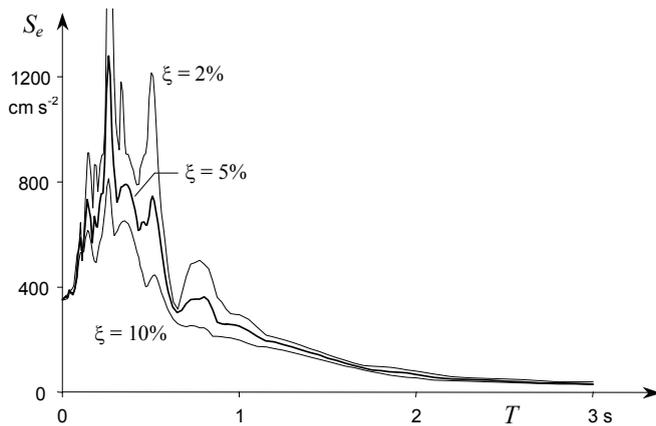


Fig. 19. Spettri di risposta elastica in termini di accelerazione:
accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976

come ascissa il periodo proprio dell'oscillatore e come ordinata la pseudo-accelerazione massima $S_e(T)$. In esso potranno essere riportate più curve, ciascuna corrispondente ad un diverso valore dello smorzamento (Fig. 19). Questa idea, proposta inizialmente da Biot negli anni '30 e diffusa da Housner negli anni '40, è diventata un caposaldo dell'ingegneria sismica. Tutte le norme, infatti, prescrivono di valutare la massima azione inerziale moltiplicando la massa m per il valore letto nello spettro di risposta in corrispondenza del periodo proprio della struttura.

Lo spettro di risposta elastica in termini di accelerazione parte sempre, per $T=0$, da un valore pari alla massima accelerazione del suolo α_g (indicata anche con la sigla PGA, acronimo di “*peak ground acceleration*”). Infatti al valore nullo di T corrisponde un sistema infinitamente rigido dinamicamente, per il quale il moto relativo $u(t)$ della massa m rispetto al suolo è rigorosamente nullo; di conseguenza la massima accelerazione assoluta del sistema coincide con quella del suolo.

L'andamento tipico dello spettro presenta un iniziale tratto “a campana”, che corrisponde ad una forte amplificazione dell'accelerazione spettrale rispetto a quella del suolo. Si tratta del fenomeno della risonanza, descritto in precedenza, che avviene quando il periodo della forzante è simile a quello proprio del sistema strutturale. In effetti il moto del suolo, pur non essendo periodico, può essere scomposto in infinite componenti armoniche, ciascuna di diversa ampiezza; in genere (specialmente per i terreni compatti) sono particolarmente importanti le componenti di basso periodo e queste danno luogo all'amplificazione citata. Per sistemi (ideali) privi di smorzamento l'amplificazione può assumere valori estremamente grandi, ma per i valori di smorzamento comuni nelle strutture reali tale amplificazione è di circa 2 – 3 volte.

Al termine del tratto a campana l'andamento dello spettro si presenta ulteriormente decrescente, fino a tendere a valori quasi nulli dell'accelerazione spettrale per sistemi con periodo T molto elevato. In termini fisici questo significa che sistemi dinamicamente molto deformabili non risentono in maniera apprezzabile degli effetti del moto del suolo. Ad esempio, se appendiamo ad un filo sottile una massa considerevole otteniamo un oscillatore semplice (capovolto) di tale caratteristica (ricordiamo che il valore di T è legato al rapporto tra la massa m e la rigidità k). Imprimendo all'estremo libero del cavo un moto oscillatorio orizzontale non riusciremo ad eccitare in maniera significativa la massa sospesa all'altro capo, che resterebbe praticamente ferma; in questo caso il moto relativo $u(t)$ della massa rispetto al suolo è eguale e contrario a quello assoluto del suolo $u_g(t)$.

In maniera analoga possono essere costruiti gli spettri di risposta elastica in termini di spostamento, in cui è diagrammato lo spostamento relativo massimo $S_{De}(T)$ in funzione del periodo (Fig. 20). Essi partono, per $T=0$, dal valore zero perché sistemi infinitamente rigidi hanno spostamenti relativi nulli. In essi si può inoltre notare che per alti periodi lo spostamento massimo tende a mantenersi costante; anche questo ribadisce il comportamento precedentemente citato, di massa che rimane praticamente ferma ed ha quindi uno spostamento relativo rispetto al suolo ben definito, che non è altro che lo spostamento assoluto del terreno stesso.

Per concludere, è importante osservare che le caratteristiche dinamiche delle strutture intelaiate in cemento armato, che sono oggetto di questo libro, portano a periodi corrispondenti al tratto di maggiore amplificazione dello spettro; tali strutture sono quindi soggette ad accelerazioni nettamente superiori a quelle del suolo. Le strutture intelaiate in acciaio presentano invece, di solito, periodi

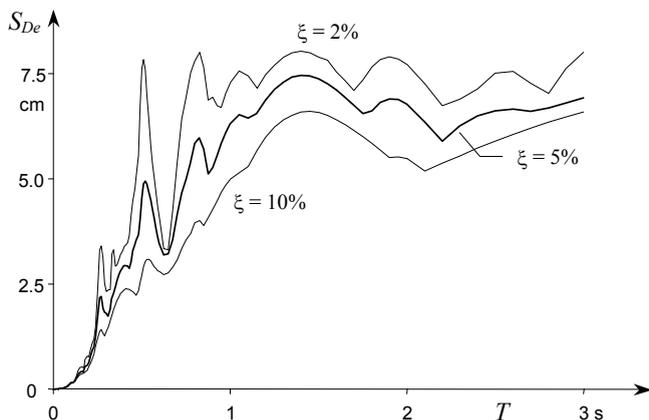


Fig. 20. Spettri di risposta elastica in termini di spostamento: accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976

abbastanza maggiori e quindi accelerazioni minori; l'elevata deformabilità del sistema produce però altri problemi. Infine, i sistemi strutturali isolati alla base, non esaminati in questo volume, sono dimensionati proprio in modo da collocarsi nella zona dello spettro caratterizzata da accelerazioni veramente basse.

4.5. Spettri di risposta elastica di normativa

Lo spettro elastico relativo ad un accelerogramma storico si presenta come un grafico fortemente accidentato, poiché la risposta di oscillatori semplici aventi periodi abbastanza prossimi può essere notevolmente diversa. Nella pratica professionale, lo spettro relativo ad un singolo sisma interessa poco, perché può servire solo per giudicare a posteriori il comportamento di un sistema soggetto a quel terremoto. Ai fini progettuali occorrerebbe prevedere gli spettri relativi ai sismi che potranno cimentare, in futuro, la struttura. Ciò viene fatto analizzando statisticamente per ciascun sito le registrazioni storiche e facendo un inviluppo dei loro spettri. Il risultato è uno spettro convenzionale, di forma regolare, che dipenderà in generale dalle caratteristiche geotecniche del sito ma anche dal periodo di ritorno dell'evento sismico. Le normative sismiche forniscono indicazioni precise sia sull'entità dell'accelerazione di picco che sulla forma dello spettro da adottare, differenziate in funzione del periodo di ritorno dell'evento sismico da considerare.

5. Comportamento di un sistema elasto-plastico ad un grado di libertà

5.1. Duttilità

Come già anticipato al termine del paragrafo 3, per valutare la reale risposta sismica di un edificio nel caso di un'eccitazione sismica severa è necessario abbandonare l'ipotesi di comportamento elastico del sistema ed esplorare l'influenza delle sue risorse plastiche. Ciascuna sezione, o meglio qualsiasi tratto di dimensioni finite appartenente ad una trave o pilastro, è in grado di sopportare rilevanti deformazioni oltre il limite elastico, prima di giungere a rottura. Questa capacità, indicata con il termine *duttilità* nel moderno lessico dell'ingegneria strutturale, costituisce una proprietà meccanica non meno importante della stessa resistenza. La definizione di duttilità nasce con riferimento ad un legame comportamentale ideale, elastico – perfettamente plastico; essa è infatti espressa come rapporto μ tra la deformazione ultima u_m e quella al limite del tratto elastico u_y (Fig. 21)

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (28)$$

Si può parlare di duttilità innanzitutto a livello di materiale; ad esempio il legame costitutivo dell'acciaio da cemento armato, espresso in termini di ten-

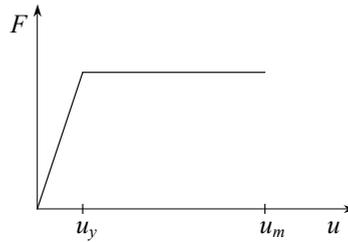


Fig. 21. Legame elastico – perfettamente plastico e duttilità

sione – deformazione monoassiale, viene usualmente schematizzato con una bilatera con ramo orizzontale (Fig. 22).

Il comportamento della sezione emerge dal legame momento – curvatura per un assegnato valore dello sforzo assiale, ottenuto dal legame costitutivo dei materiali nell'ipotesi di conservazione della sezione piana. Nel caso di sezioni in c.a. la duttilità è fortemente condizionata dall'armatura disposta (Fig. 23) e dall'entità dello sforzo normale. Ad esempio, in una sezione semplicemente inflessa si può ottenere lo stesso momento resistente con disposizioni ben differenti dell'armatura. Nel caso di sezioni molto sollecitate, con forte armatura tesa (Fig. 23a, sezione a forte armatura), si può ottenere un buon aumento della duttilità diminuendo leggermente l'armatura tesa ed incrementando in maniera consistente quella compressa (Fig. 23b). Una corretta pratica progettuale porta, nel caso di elementi inflessi – come le travi, all'uso di sezioni a debole armatura. La duttilità è in genere nettamente minore nei pilastri, per la presenza di consistenti sforzi assiali di compressione.

Analogo, ma più significativo, è il legame momento – rotazione riferito ad un tratto della trave, generalmente di lunghezza pari all'altezza della sezione; il tronco di trave interessato dal momento plastico si configura come una *cerniera plastica* che può ruotare (ma solo nel verso che ne ha prodotto la plasticizzazione) senza apprezzabili variazioni del momento e nei limiti di duttilità

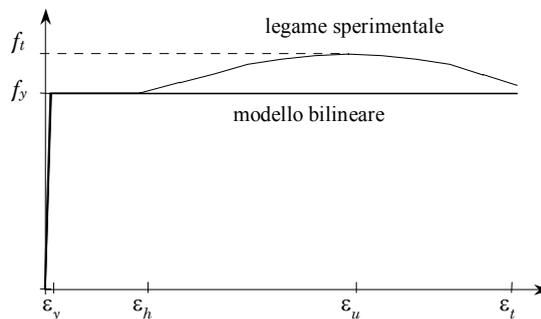


Fig. 22. Legame costitutivo dell'acciaio per c.a.

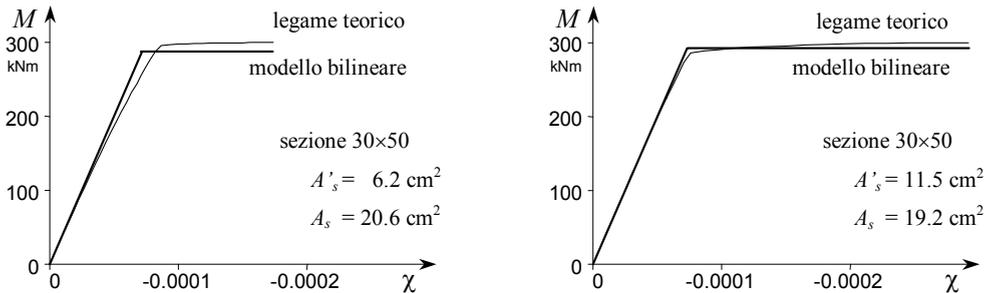


Fig. 23. Legame momento – curvatura per una sezione in c.a.

del materiale. Questo modello, denominato “a plasticità concentrata”, consente di svolgere anche analisi non lineari, con un onere computazionale elevato ma accessibile agli attuali calcolatori.

5.2. Risposta sismica di sistemi elasto-plastici

In un oscillatore semplice costituito da materiale elasto-plastico il legame tra l'azione orizzontale ed il corrispondente spostamento non è più una retta, come avveniva per l'oscillatore elastico, ma una bilatera, con ramo orizzontale limitato dalla capacità rotazionale plastica delle sezioni. Il rapporto tra spostamento di collasso e spostamento corrispondente alla plasticizzazione viene denominato *duttilità disponibile* nella struttura.

L'equazione di equilibrio dinamico è formalmente analoga a quella della struttura elastica

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k(u) u = -m \ddot{u}_g \quad (29)$$

ma differisce in maniera sostanziale perché la rigidità laterale del sistema non è più costante ma dipende dal valore dello spostamento.

Anche in questo caso la risoluzione può avvenire solo per via numerica e fornirà i valori massimi dell'accelerazione assoluta e dello spostamento relativo del sistema. In genere l'analisi viene fatta ipotizzando un diagramma elasto-plastico senza limiti per gli spostamenti. Il rapporto μ_r tra lo spostamento relativo massimo u_{\max} , ottenuto come risposta al sisma, e lo spostamento corrispondente alla plasticizzazione viene denominato *richiesta di duttilità*.

$$\mu_r = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (30)$$

Si dirà pertanto che la struttura è in grado di sopportare il terremoto se la duttilità disponibile μ è almeno pari alla richiesta di duttilità μ_r .

Il confronto tra la risposta sismica di un oscillatore elastico e di uno elasto-plastico (Fig. 24) mostra che una struttura può essere progettata in modo da

resistere ad una forza ben minore di quella che la cimenterebbe se il suo comportamento dovesse rimanere elastico, purché sia dotata di una adeguata duttilità. Resistenza e duttilità sono quindi due caratteristiche complementari, al fine di consentire che una struttura superi un terremoto. In particolare, se il sistema ha un assegnato valore di duttilità è possibile calcolare di quanto può essere ridotta la forza di progetto per far sì che la struttura sia proprio al limite, cioè che la duttilità disponibile coincida con la richiesta di duttilità. Ricordando ancora che la forza di progetto può essere espressa come prodotto di massa per accelerazione, è possibile riportare in un grafico l'accelerazione da usare nel progetto, in funzione del periodo, per un'assegnata duttilità. Lo spettro così ottenuto viene denominato *spettro di risposta a duttilità assegnata* (Fig. 25).

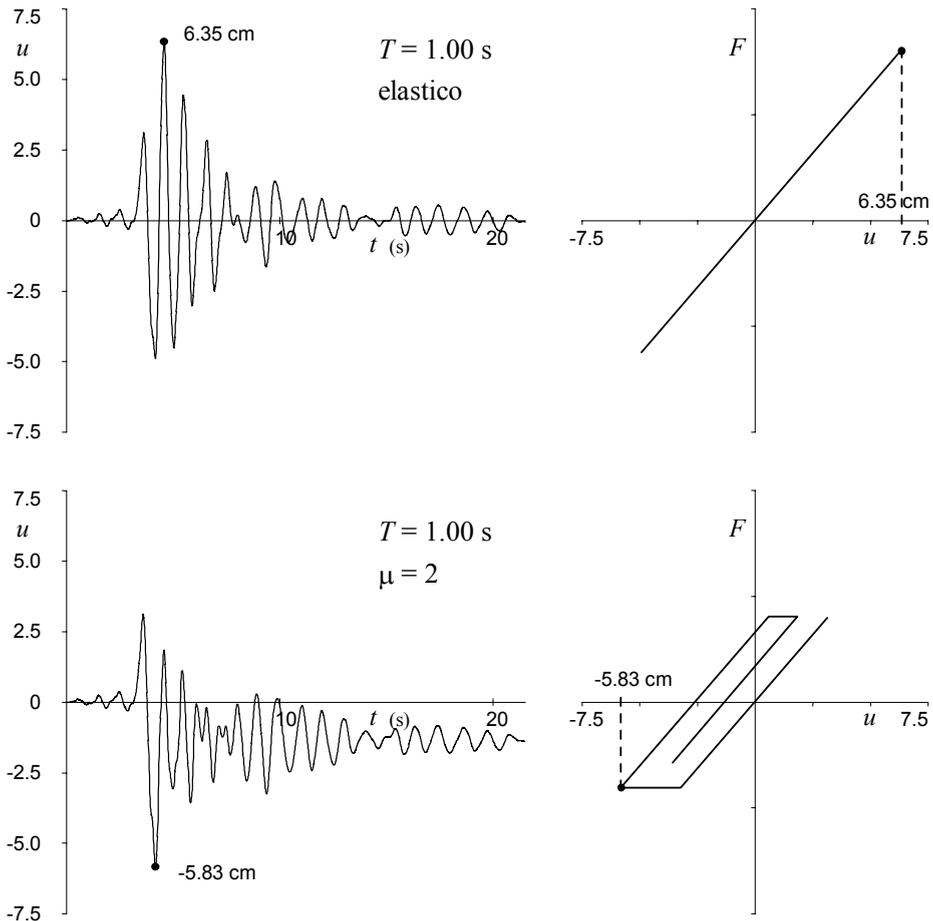


Fig. 24. Confronto tra la risposta di un oscillatore elastico ed uno elasto-plastico: accelerogramma di Tolmezzo, Friuli, 1976

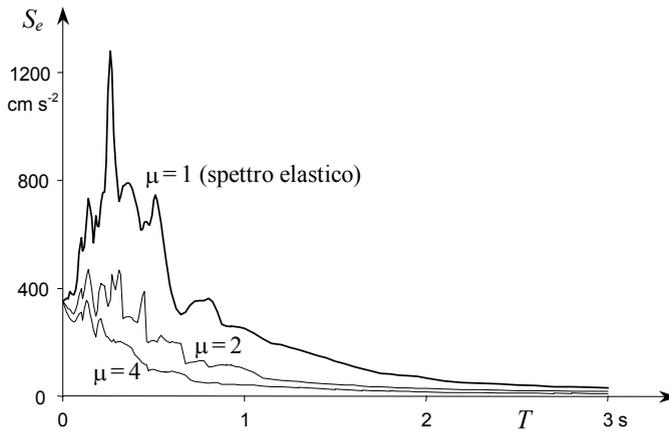


Fig. 25. Spettri di risposta a duttilità assegnata

5.3. Spettri di progetto di normativa

Così come già indicato per l'oscillatore elastico, analizzando statisticamente la risposta di oscillatori elasto-plastici di assegnata duttilità ad un insieme di eventi sismici storici che hanno colpito una certa zona è possibile definire uno spettro convenzionale, di forma regolare, da utilizzare nel progetto di strutture ubicate in tale zona. Esso viene denominato *spettro di progetto* ed è ottenuto riducendo le ordinate dello spettro di risposta elastico in funzione della duttilità disponibile nella struttura.

La definizione di uno spettro di progetto può essere agevolata da alcune considerazioni, basate sui risultati di un'ampia sperimentazione numerica. Già negli anni '60 Newmark ha infatti evidenziato come gli spostamenti relativi massimi della massa strutturale siano mediamente gli stessi sia per l'oscillatore elastico che per quello elasto-plastico (Fig. 26a). Ne consegue che in fase di verifica è possibile condurre il calcolo lineare con il modello elastico e, noto il valore di soglia plastica del sistema, ricavare dal citato principio di eguaglianza l'estensione del ramo orizzontale plastico e la richiesta di duttilità. Ma, ancora più importante, è possibile progettare la struttura con un'analisi elastica lineare, usando forze minori di quelle necessarie per mantenere il comportamento elastico, ridotte rispetto a queste in proporzione alla duttilità disponibile

$$F_d = F_y = \frac{F_{\max,e}}{\mu} \quad (31)$$

In entrambi i casi, quindi, si utilizza un modello lineare elastico per valutare il comportamento di un sistema non lineare elasto-plastico.

Il cosiddetto principio di eguaglianza degli spostamenti risulta valido solo nel campo dei periodi elevati (cioè per T maggiore del valore corrispondente al

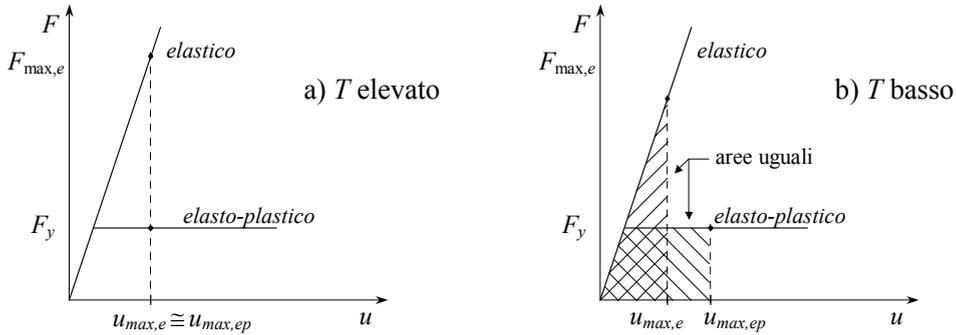


Fig. 26. Confronto tra forze e spostamenti massimi di un oscillatore elastico ed uno elasto-plastico

colmo della campana della curva spettrale). Per periodi minori si può ritenere che si mantenga sostanzialmente invariata l'energia, cioè l'area sottesa al diagramma forza – spostamento (Fig. 26b). Con tale ipotesi la forza di progetto risulterebbe legata alla duttilità dalla relazione

$$F_d = F_y = \frac{F_{\max,e}}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (32)$$

In realtà il comportamento per bassi periodi è ancora più complesso, perché per strutture veramente rigide, cioè con T tendente a zero, occorrerebbero duttilità estremamente alte per ridurre in maniera significativa la forza di progetto. Le normative utilizzano quindi relazioni semplificate per raccordare i valori ottenuti dal principio di uguaglianza degli spostamenti con il valore corrispondente all'accelerazione di picco del terreno senza alcuna riduzione, utilizzato per $T=0$.

6. Sistemi continui e sistemi a più gradi di libertà

L'oscillatore semplice è un modello molto comodo da usare, per la sua semplicità, ma sono poche le strutture che possono essere realisticamente schematizzate in tal modo. Lo stesso serbatoio pensile, citato come primo esempio di oscillatore semplice, ha in realtà un fusto dotato di massa. Se questa non è molto piccola, rispetto a quella del serbatoio vero e proprio, si dovrebbe analizzare la struttura come sistema dotato di massa distribuita o, come si suol dire, come *sistema continuo*. Fortunatamente sono rari i casi in cui il professionista dovrà utilizzare una modellazione così raffinata. Si rinvia quindi il lettore interessato allo studio della risposta dinamica dei sistemi continui ai testi richiamati in bibliografia.

Ben diverso è il caso del telaio multipiano, tipologia strutturale comunissima per gli edifici. A rigore, un edificio è un sistema elastico continuo, con masse distribuite. Tuttavia le masse presenti, pur essendo distribuite lungo

tutta l'altezza, sono maggiormente addensate in corrispondenza dei solai. Inoltre esso possiede usualmente impalcati orizzontali notevolmente rigidi nel loro piano, che possono essere considerati indeformabili e quindi dotati di soli 3 gradi di libertà. Di conseguenza, anche se le incognite cinematiche sono costituite da due rotazioni (ed eventualmente lo spostamento verticale) per ciascun nodo e dalle componenti di movimento degli impalcati, dal punto di vista dinamico un fabbricato con n impalcati può essere considerato come un sistema dotato di $3n$ gradi di libertà. Se poi la struttura è rappresentabile come telaio piano (ad esempio in edifici simmetrici) essa dal punto di vista dinamico sarà considerata dotata di n gradi di libertà. Nei paragrafi che seguono si discute quindi il comportamento dinamico di *sistemi a più gradi di libertà* ripercorrendo la stessa via tracciata per l'oscillatore semplice, dalla risposta elastica a quella inelastica. Per semplicità si fa riferimento a schemi piani, rinviando ad un paragrafo successivo le considerazioni relative alla differenza tra schemi piani e schemi tridimensionali.

7. Comportamento elastico dei sistemi a più gradi di libertà

7.1. Oscillazioni libere e modi principali di oscillazione

Immaginiamo di imporre a ciascun traverso di un telaio uno spostamento, per poi lasciarlo libero di oscillare. In generale, ogni piano si comporterà in maniera apparentemente indipendente dagli altri e la deformata, assegnato all'istante iniziale $t=0$, cambierà forma in istanti successivi t_1, t_2, t_3 (Fig. 27a). Applicando però particolari deformazioni iniziali i piani oscilleranno contemporaneamente in maniera proporzionale gli uni agli altri, con un periodo ben definito (Fig. 27b). Si dice in tal caso che la struttura oscilla secondo uno dei suoi *modi principali*.

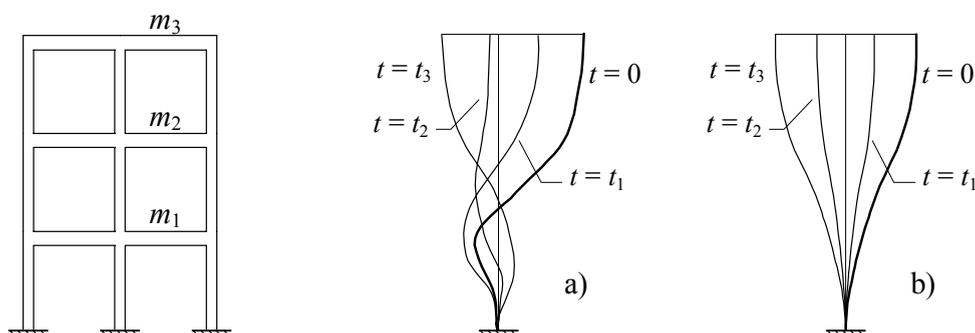


Fig. 27. Moto libero di un telaio multipiano:
 a) assegnando una qualsiasi deformata iniziale
 b) assegnando una particolare deformata iniziale

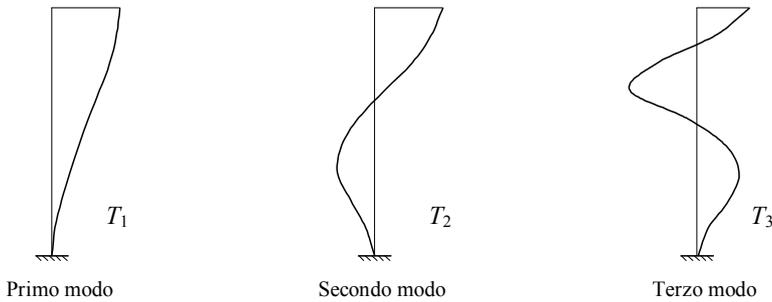


Fig. 28. Modi di oscillazione libera di un telaio piano

La deformata, definita a meno di un parametro, è detta *deformata modale*. Per un sistema dotato di n gradi di libertà esistono altrettante deformate distinte aventi tale proprietà, che possono essere ordinate in base ai valori decrescenti del periodo ($T_1 > T_2 \dots > T_n$). Si parla così di primo, secondo... n -mo modo principale di oscillare del sistema (Fig. 28). I relativi periodi (o frequenze) di oscillazione vengono detti periodi (o frequenze) principali o propri della struttura. In particolare il periodo di oscillazione del primo modo viene usualmente denominato periodo fondamentale di vibrazione. Le deformate modali di telai piani sono caratterizzate dal presentare un numero di inversione del segno degli spostamenti dei traversi pari al numero d'ordine del modo meno uno.

Per trattare matematicamente il moto di un sistema a più gradi di libertà occorre innanzitutto definire le incognite del problema. La scelta più intuitiva ricade, ovviamente, sugli spostamenti orizzontali $u_i(t)$ delle masse rispetto alla base del telaio (col pedice $i = 1 \dots n$ che indica la massa, ovvero il traverso).

Imponendo la condizione di equilibrio dinamico, analogamente a quanto fatto per l'oscillatore semplice, si ottiene nel caso di moto libero non smorzato un insieme di equazioni differenziali che possono essere rappresentate sinteticamente dalla relazione matriciale

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = 0 \quad (33)$$

in cui \mathbf{u} è il vettore che contiene le n funzioni $u_i(t)$, $\ddot{\mathbf{u}}$ è il vettore che contiene le derivate seconde delle funzioni, \mathbf{m} è una matrice che contiene le masse, \mathbf{k} è la matrice di rigidità della struttura, che mette in relazione forze e spostamenti orizzontali. Avendo ipotizzato che le masse siano concentrate nei traversi, la matrice \mathbf{m} ha come unici valori non nulli quelli disposti lungo la diagonale principale, che sono pari alle masse m_i . Se lo spostamento iniziale coincide con la deformata modale Φ_j (vettore che contiene gli spostamenti modali $\phi_{i,j}$) il sistema ha come soluzione

$$u_i(t) = \phi_{i,j} \cos(\omega_j t) \quad (34)$$

funzione armonica con frequenza angolare ω_j . Sostituendo nella (33) si ottiene

$$-\omega_j^2 \mathbf{m} \Phi_j + \mathbf{k} \Phi_j = 0 \quad (35)$$

che ha soluzioni non banali purché sia verificata la condizione

$$\det(\mathbf{k} - \omega_j^2 \mathbf{m}) = 0 \quad (36)$$

Sviluppando il determinante si ottiene un'equazione polinomiale di ordine n nell'incognita ω_j^2 che fornisce n soluzioni (appunto le frequenze angolari degli n modi di oscillazione libera). L'equazione (35) diventa così un sistema di equazioni lineari omogeneo nelle incognite $\phi_{i,j}$. Si noti che se lo schema fosse ad un solo grado di libertà la condizione (36) diventerebbe semplicemente $k - \omega^2 m = 0$, che porta alla relazione (8) vista in precedenza per l'oscillatore semplice.

Anche se concettualmente semplice, lo sviluppo numerico di quanto sopra esposto è abbastanza oneroso. Fortunatamente si tratta di un problema matematico ben noto, quello della determinazione di autovalori (le frequenze angolari ω_j) ed autovettori (i vettori Φ_j), la cui soluzione è descritta in numerosi testi di matematica e di ingegneria. Gli n vettori Φ_j sono linearmente indipendenti l'uno dall'altro. Questo vuol dire che non è possibile esprimerne uno come combinazione lineare degli altri. Vale inoltre per essi la proprietà di ortogonalità, per la quale si ha, quando $i \neq j$

$$\Phi_i^T \mathbf{k} \Phi_j = 0 \quad \text{e} \quad \Phi_i^T \mathbf{m} \Phi_j = 0 \quad (37)$$

Premoltiplicando i termini della (35) per Φ_j^T si ottiene

$$\omega_j^2 = \frac{\Phi_j^T \mathbf{k} \Phi_j}{\Phi_j^T \mathbf{m} \Phi_j} = \frac{\Phi_j^T \mathbf{F}_j}{\Phi_j^T \mathbf{m} \Phi_j} \quad (38)$$

avendo indicato con \mathbf{F}_j le forze statiche da applicare per ottenere la deformata Φ_j . Questa espressione, evidenziata da Rayleigh, può consentire di ricavare con buona approssimazione il periodo fondamentale della struttura, applicando allo schema un insieme di forze F_i con andamento simile a quello del primo modo (ma non necessariamente coincidente con esso) e ricavando gli spostamenti u_i conseguenti. Si ha infatti in tal caso

$$T_1 \cong 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum F_i u_i}} \quad (39)$$

Se lo spostamento iniziale non è proporzionale ad una deformata modale, diventa molto complicato risolvere il sistema di equazioni differenziali (33), perché ogni equazione contiene tutte le funzioni incognite. Il problema può essere risolto in maniera più agevole se si definiscono diversamente le incognite. Si osserva innanzitutto che quando un sistema oscilla secondo il j -esimo modo principale lo spostamento del traverso i può essere espresso in funzione della deformata modale

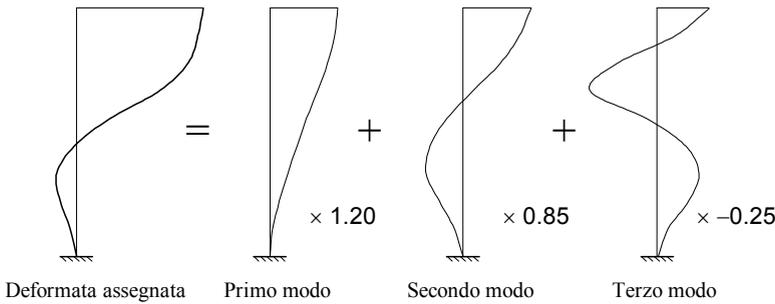


Fig. 29. Descrizione di una deformata come combinazione di quelle modali

$$u_i(t) = \phi_{i,j} q_j(t) \quad (40)$$

essendo $\phi_{i,j}$ lo spostamento orizzontale del traverso i nella j -esima deformata modale e $q_j(t)$ una funzione che indica come scalare la deformata modale, istante per istante. Poiché le n deformate modali sono linearmente indipendenti, una qualsiasi deformata \mathbf{u} può essere descritta come combinazione lineare di quelle modali (Fig. 29)

$$u_i(t) = \sum_{j=1}^n \phi_{i,j} q_j(t) \quad (41)$$

o, in termini matriciale

$$\mathbf{u} = \Phi \mathbf{q} \quad (42)$$

essendo Φ la matrice che contiene, come colonne, i vettori Φ_j . La (42) indica semplicemente un cambio delle coordinate di riferimento, che non sono più gli spostamenti u_i , ma i coefficienti q_j , che vengono detti *coordinate principali*. Sostituendo questa relazione nella condizione di equilibrio dinamico (33) e premoltiplicando per Φ^T , si ottiene

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = 0 \quad (43)$$

Si può dimostrare che, per la proprietà di ortogonalità dei modi di vibrare, le matrici $\mathbf{M} = \Phi^T \mathbf{m} \Phi$ e $\mathbf{K} = \Phi^T \mathbf{k} \Phi$ hanno tutti i termini nulli, tranne quelli della diagonale principale, $M_{j,j}$ e $K_{j,j}$. In particolare, è

$$M_{j,j} = \Phi_j^T \mathbf{m} \Phi_j \quad (44)$$

e, poiché nel caso in esame (telaio piano) la matrice \mathbf{m} ha termini non nulli solo nella diagonale principale

$$M_{j,j} = \sum_{i=1}^n m_j \phi_{i,j}^2 \quad (45)$$

Questi termini sono inoltre legati tra loro dalla relazione

$$K_{j,j} = \omega_j^2 M_{j,j} \quad (46)$$

dove ω_j è la frequenza angolare del modo j . Il sistema si è quindi trasformato in n equazioni differenziali disaccoppiate, cioè contenenti ciascuna una sola funzione incognita

$$M_{j,j} \ddot{q}_j + K_{j,j} q_j = 0 \quad \text{con } j = 1 \dots n \quad (47)$$

La singola equazione può anche scriversi

$$\ddot{q}_j + \omega_j^2 q_j = 0 \quad (48)$$

ed ha soluzione analoga a quella dell'oscillatore semplice

$$q_j(t) = q_j(0) \cos(\omega_j t) \quad (49)$$

Il moto libero (non smorzato) di un sistema a n gradi di libertà è quindi, in generale, una combinazione lineare di oscillazioni secondo le diverse deformate modali, con coefficienti che variano nel tempo secondo funzioni armoniche aventi periodi uguali a quelli propri del sistema. In particolare, se la deformata iniziale è proporzionale a quella di un modo principale del sistema tutti i coefficienti si annullano, tranne quello corrispondente alla deformata modale imposta; la struttura oscilla quindi esclusivamente secondo quel modo.

Il moto libero smorzato può essere analizzato in maniera analoga, trasformando il sistema di equazioni differenziali nelle incognite \mathbf{u}

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = 0 \quad (50)$$

nel sistema nelle incognite \mathbf{q}

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = 0 \quad (51)$$

Occorre però notare che la matrice $\mathbf{C} = \Phi^T \mathbf{c} \Phi$ può essere, o no, una matrice diagonale come \mathbf{M} e \mathbf{K} . Nel primo caso, molto comune tra le strutture di interesse per il progettista strutturale, si parla di *sistemi classicamente smorzati*⁵. Le equazioni differenziali sono disaccoppiate, diventando

$$M_{j,j} \ddot{q}_j + C_{j,j} \dot{q}_j + K_{j,j} q_j = 0 \quad (52)$$

o anche

$$\ddot{q}_j + 2 \xi_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = 0 \quad (53)$$

ed il termine $C_{j,j}$ (o ξ_j) rappresenta lo smorzamento relativo al modo j . La soluzione è formalmente identica a quella dell'oscillatore semplice smorzato. Il moto è quindi combinazione lineare di oscillazioni secondo le diverse deformate

⁵ Di solito nell'analisi di edifici si ipotizza che la matrice \mathbf{c} sia combinazione lineare delle matrici \mathbf{m} e \mathbf{k} , in modo da essere sicuri che il sistema sia classicamente smorzato. I coefficienti di tale combinazione sono valutati in funzione delle frequenze naturali e degli smorzamenti di due modi.

modali, con coefficienti che variano nel tempo secondo funzioni armoniche aventi ampiezza che si riduce man mano.

Il secondo caso, per il quale si parla di *sistemi non classicamente smorzati*, può verificarsi per strutture in cui alcune parti hanno massa e rigidità molto diverse dalle altre. Il fatto che le equazioni differenziali non siano disaccoppiate vanifica le semplificazioni introdotte ed impedisce, nel caso di moto forzato, il ricorso a tecniche standard quali l'analisi modale, di cui si parla nel successivo paragrafo. Per l'analisi di questi sistemi occorre utilizzare tecniche specifiche, che si ritrovano nella bibliografia specializzata.

7.2. Risposta sismica

La condizione di equilibrio dinamico per un sistema a più gradi di libertà soggetto ad un input sismico, scritta in forma matriciale, si presenta formalmente analoga a quella dell'oscillatore semplice

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k} \mathbf{u} = -\mathbf{m} \mathbf{I} \ddot{u}_g \quad (54)$$

Si noti solo che, avendo a che fare con un telaio piano, la matrice di massa \mathbf{m} è moltiplicata per un vettore unitario \mathbf{I} , oltre che per l'accelerazione \ddot{u}_g , per ottenere il termine noto; infatti nella generica equazione che esprime l'equilibrio dinamico del traverso i il relativo termine noto è pari a $m_i \mathbf{1} \ddot{u}_g$. Anche in questo caso, esprimendo gli spostamenti in funzione delle deformate modali con la (42) e premoltiplicando per Φ^T , si ottiene

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{q}} + \mathbf{K} \mathbf{q} = -\Phi^T \mathbf{m} \mathbf{I} \ddot{u}_g \quad (55)$$

Se il sistema è classicamente smorzato, il sistema di equazioni differenziali si disaccoppia, ancora una volta, in n equazioni contenenti ciascuna una sola funzione incognita, che possono scriversi come

$$\ddot{q}_j + 2 \xi_j \omega_j \dot{q}_j + \omega_j^2 q_j = -\Gamma_j \ddot{u}_g \quad (56)$$

con

$$\Gamma_j = \frac{\Phi_j^T \mathbf{m} \mathbf{I}}{\Phi_j^T \mathbf{m} \Phi_j} \quad (57)$$

ovvero, per un telaio piano

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2} \quad (58)$$

L'equazione (56) è identica a quella di un oscillatore semplice, con periodo uguale a quello del modo considerato e soggetto allo stesso accelerogramma,

salvo per il fatto che il moto sismico è scalato mediante il coefficiente Γ_j . Il contributo del singolo modo al moto complessivo del sistema a più gradi di libertà varia nel tempo come se i modi fossero soggetti separatamente al sisma, ed è scalato mediante il termine Γ_j che indica se il suo contributo al moto totale del sistema è più, o meno, rilevante ed è quindi detto *coefficiente di partecipazione modale*. Utilizzando la (27), il massimo valore del coefficiente di combinazione q_j può essere ricavato dallo spettro di risposta elastico in termini di pseudo-accelerazioni, scalato con Γ_j

$$q_{j,\max} = \frac{\Gamma_j S_e(T_j)}{\omega_j^2} \quad (59)$$

7.3. Analisi modale con spettro di risposta

La scomposizione della risposta sismica nel contributo dei singoli modi è alla base di quella che viene detta *analisi modale*. In sintesi, essa consiste nel valutare i contributi massimi di ciascun modo (determinando le corrispondenti forze ed applicandole alla struttura) e nel combinare opportunamente i valori così ottenuti.

Gli spostamenti massimi corrispondenti al contributo del modo j possono essere ricavati immediatamente usando le relazioni (42) e (59)

$$\mathbf{u}_{j,\max} = \mathbf{\Phi}_j q_{j,\max} = \mathbf{\Phi}_j \frac{\Gamma_j S_e(T_j)}{\omega_j^2} \quad (60)$$

Se si vogliono determinare le massime sollecitazioni corrispondenti al contributo del modo j basta applicare al telaio un insieme di forze \mathbf{F}_j , che possono essere ottenute moltiplicando la matrice di rigidezza \mathbf{k} per il valore massimo degli spostamenti corrispondenti al modo in questione

$$\mathbf{F}_j = \mathbf{k} \mathbf{u}_{j,\max} = \mathbf{k} \mathbf{\Phi}_j \frac{\Gamma_j S_e(T_j)}{\omega_j^2} \quad (61)$$

È però più conveniente esprimere la relazione in funzione delle masse, anziché delle rigidezze. Utilizzando la (35) si ha

$$\mathbf{F}_j = \mathbf{m} \mathbf{\Phi}_j \Gamma_j S_e(T_j) \quad (62)$$

e la forza al traverso i vale

$$F_{i,j} = m_i \phi_{i,j} \Gamma_j S_e(T_j) \quad (63)$$

Il taglio alla base, corrispondente al modo in esame, è

$$V_{b,j} = \mathbf{I}^t \mathbf{F}_j = \mathbf{I}^t \mathbf{m} \mathbf{\Phi}_j \Gamma_j S_e(T_j) \quad (64)$$

ovvero, per un telaio piano

$$V_{b,j} = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \Gamma_j S_e(T_j) \quad (65)$$

Esso può essere espresso anche con

$$V_{b,j} = M_j^* S_e(T_j) \quad (66)$$

ponendo

$$M_j^* = \mathbf{I}^t \mathbf{m} \Phi_j \Gamma_j = \frac{(\Phi_j^T \mathbf{m} \mathbf{I})^2}{\Phi_j^T \mathbf{m} \Phi_j} \quad (67)$$

ovvero, per un telaio piano

$$M_j^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \Gamma_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}^2} \quad (68)$$

La quantità M_j^* , che rappresenta la massa che moltiplicata per l'ordinata spettrale fornisce il taglio alla base relativo al modo j , è denominata *massa partecipante*, o massa eccitata dal modo. La somma delle masse partecipanti di tutti i modi è pari alla massa totale dell'edificio. La massa partecipante, espressa come percentuale di quella totale, indica quindi, meglio del coefficiente di partecipazione modale, l'entità complessiva del contributo del singolo modo. Si noti, a tal proposito, che la deformata modale è definita come forma, quindi a meno di una costante; il valore del coefficiente di partecipazione modale dipende da come viene scalata la deformata modale, mentre il valore della massa partecipante è indipendente da questo. Alcune considerazioni sono però importanti:

- Modi con massa partecipante molto piccola, ad esempio inferiore al 5% della massa totale, danno contributi in genere trascurabili. Per questo motivo è opportuno prendere in considerazione un numero di modi la cui massa partecipante sia, in totale, almeno l'85% oppure tutti i modi la cui massa partecipante sia superiore al 5%.
- La massa partecipante è (per lo schema piano) via via decrescente col modo. È possibile, in genere, prendere in considerazione solo i primi modi, purché sia rispettato il requisito precedentemente indicato.
- Il primo modo è nettamente predominante per entità di massa partecipante. Inoltre esso porta a forze dello stesso verso e quindi produce alla base dell'edificio un effetto sensibilmente maggiore di quello dei modi successivi, ai quali corrispondono forze tra loro discordi.
- Si ricordi però che il contributo del modo è dato dal prodotto di massa partecipante per accelerazione spettrale. Per strutture molto deformabili il periodo del primo modo può essere tanto elevato da comportare valori dell'accelerazione, e quindi delle forze, sensibilmente ridotti ed un effetto inferiore a quello dei modi successivi.

Il disaccoppiamento del moto consente di esaminare separatamente il contributo dei diversi modi, sia come sollecitazioni che come spostamenti. Se l'entità di questi contributi fosse nota, istante per istante, sarebbe possibile valutare il risultato complessivo come somma algebrica dei vari contributi. In realtà è facile calcolare il massimo valore prodotto dal singolo modo, ma il massimo effetto complessivo non può essere determinato agevolmente perché i moti non sono sincroni; i massimi saranno quindi raggiunti in istanti diversi e non possono essere direttamente sommati tra loro. Se i periodi propri sono ben distinti tra loro, è possibile valutare un qualunque ente E (caratteristica di sollecitazione in una sezione, spostamento di un punto, ecc.) come radice quadrata della somma dei quadrati (in inglese SRSS, ovvero “*square root of sum of squares*”)

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^n E_j^2} \quad (69)$$

Se, invece, i periodi differiscono tra loro di meno del 10% (situazione rara nel caso di schemi piani ma frequente nel caso di schemi tridimensionali) è opportuno effettuare una combinazione quadratica completa (in inglese CQC, ovvero “*complete quadratic combination*”)

$$E = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \rho_{j,k} E_j E_k} \quad (70)$$

con

$$\rho_{j,k} = \frac{8 \xi^2 (1 + \beta_{j,k}) \beta_{j,k}^{3/2}}{(1 - \beta_{j,k}^2)^2 + 4 \xi^2 \beta_{j,k} (1 + \beta_{j,k})^2} \quad \beta_{j,k} = \frac{\omega_j}{\omega_k} \quad (71)$$

7.4. Analisi statica

L'applicazione pratica dell'analisi modale richiede la determinazione di deformata e periodo dei modi principali di oscillazione del sistema, la risoluzione dello schema geometrico per più insiemi di forze orizzontali, la combinazione dei diversi risultati, sezione per sezione. La grande capacità di calcolo dei computer attuali rende ormai agevole svolgere queste operazioni, tanto che l'analisi modale è diventata l'approccio standard per la definizione delle sollecitazioni di progetto per strutture in zona sismica. Fino a pochi anni fa, invece, l'analisi modale sembrava riservata ad una elite di progettisti e le norme sismiche di tutto il mondo proponevano come approccio base una metodologia più semplice, detta *analisi statica*, che consente di utilizzare un unico insieme di forze, determinato con formule di immediata applicazione.

L'analisi statica valuta in maniera approssimata l'effetto del primo modo, che è in genere predominante. La massa partecipante del primo modo M_1^* è,

come già si è detto, sempre nettamente maggiore delle altre, ma in ogni caso minore della massa totale M . L'approssimazione consiste innanzi tutto nel porre

$$M_1^* = M = \sum_{i=1}^n m_i \quad (72)$$

Si può quindi ricavare il coefficiente di partecipazione modale Γ_1 dalla (68)

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,1}} \quad (73)$$

e sostituirlo nella (63) per ricavare la forza corrispondente alla massa posta nel generico traverso k , relativa al primo modo

$$F_{k,1} = m_k \phi_{k,1} \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,1}} S_e(T_1) \quad (74)$$

Una ulteriore semplificazione consiste nell'ipotizzare che la deformata del primo modo sia lineare, cioè porre

$$\phi_{k,1} = z_k \quad (75)$$

dove z_k è la quota della massa k , ovvero del traverso k , rispetto alla base del telaio (e quindi all'estradosso della fondazione). Si ottiene così in definitiva

$$F_k = m_k z_k \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} S_e(T_1) \quad (76)$$

L'analisi statica (detta a volte anche analisi dinamica semplificata) può essere utilizzata solo se il comportamento della struttura è piano, cioè se essa trasla senza rilevanti rotazioni in pianta, e se il primo modo è effettivamente predominante. Il primo aspetto è discusso nel seguito (paragrafo 9). Per quanto riguarda il secondo, si è già fatto notare che se il primo periodo è molto alto la corrispondente ordinata spettrale può essere tanto bassa da renderlo meno rilevante dei modi successivi.

Quando applicabile, l'analisi statica fornisce risultati abbastanza cautelativi rispetto a quella modale (in genere dal 10 al 30% più alti). Per limitare le differenze, alcune normative estere impongono di amplificare i risultati dell'analisi modale in modo da ottenere lo stesso taglio alla base che si ha con l'ana-

lisi statica. Altre normative, come quella europea e quella italiana, perseguono lo stesso fine applicando, sotto determinate condizioni, coefficienti riduttivi ai risultati dell'analisi statica.

Occorre infine osservare che l'analisi statica, pur prescindendo dalle diverse deformate modali e dai relativi periodi, richiede in ogni caso la conoscenza del periodo fondamentale della struttura, per determinare l'accelerazione spettrale corrispondente. Questo problema era poco sentito quando si utilizzavano le vecchie norme italiane, per le quali l'ordinata spettrale era meno condizionata dal periodo (si aveva un valore unico per una vasta gamma di periodi, che racchiudeva sicuramente quello delle strutture più comuni). Una corretta valutazione del periodo fondamentale diventa essenziale quando si utilizzano gli spettri proposti dalle norme più recenti, fortemente sensibili al periodo. Numerosi ricercatori hanno proposto formule semplificate per stimare tale periodo, in funzione della tipologia strutturale e delle dimensioni geometriche dell'edificio, e alcune di queste sono recepite dalle normative sismiche. Riteniamo però opportuno limitare l'uso di una qualsiasi formula semplificata alla sola fase iniziale di dimensionamento ed utilizzare successivamente la formula (39) per determinare con maggior affidabilità il periodo fondamentale.

Per terminare, una considerazione. Ha ancora senso parlare di analisi statica oggi, nel XXI secolo? La nostra risposta è affermativa, per un semplice motivo. Il progettista deve essere in grado di stimare le azioni e le sollecitazioni nella struttura, indipendentemente dall'aiuto dei computer. Ciò serve in fase di dimensionamento, per non assegnare la dimensione delle sezioni a casaccio. E serve dopo che il computer ha sfornato il suo bel pacco (o file) di risultati, per controllare che non vi siano errori madornali, purtroppo sempre in agguato (chi, ad esempio, è sicuro di non aver mai invertito base e altezza delle sezioni?). L'analisi modale è ottima, perché valuta veramente bene la risposta sismica della struttura in campo elastico, ma è troppo complicata per coglierne a mente l'essenza. È invece molto più facile, con un minimo di esperienza, esprimere un giudizio sull'entità di un insieme di forze statiche e prevederne, sia pure grossolanamente, l'effetto.

8. Comportamento inelastico dei sistemi a più gradi di libertà

Il comportamento inelastico, statico o dinamico, di un sistema a più gradi di libertà è notevolmente più complesso di quello del sistema ad un grado di libertà. Il modello ideale di oscillatore semplice prevede che il tratto plastico inizi con la formazione di un'unica cerniera plastica (ad esempio la sezione alla base del fusto del serbatoio) o la formazione contemporanea di tutte le cerniere plastiche necessarie per creare un meccanismo (ad esempio le sezioni in testa e al piede dei pilastri di un telaio monopiano). In un sistema a molte iperstatiche, come il

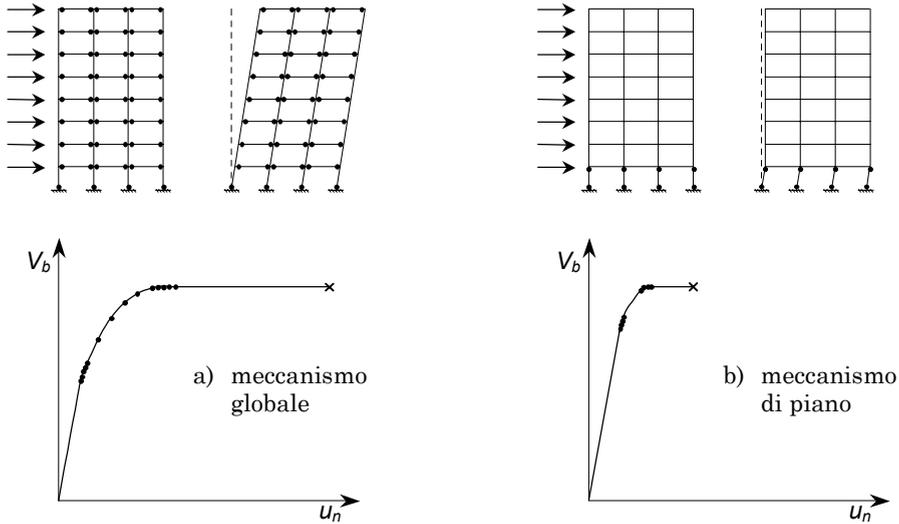


Fig. 30. Comportamento inelastico di telai piani e meccanismi di collasso

telaio multipiano, la localizzazione e l'ordine progressivo di formazione delle cerniere plastiche dipendono dalle caratteristiche meccaniche (rigidezza e resistenza) delle sezioni adottate per i pilastri ed i travi.

Consideriamo ad esempio i due telai rappresentati nella Fig. 30, soggetti a forze orizzontali via via crescenti. Nel primo caso la formazione delle cerniere plastiche avviene prima alle estremità delle travi e solo successivamente alla base dei pilastri del primo ordine; il meccanismo di collasso è detto “globale” perché coinvolge la totalità della struttura. Nel secondo, invece, la formazione di cerniere plastiche all'estremità dei pilastri del primo ordine porta alla formazione di un meccanismo detto “di piano”, nel quale la maggior parte della struttura rimane in campo elastico. È immediato constatare che a parità di rotazione plastica delle sezioni gli spostamenti in testa al telaio sono molto maggiori nel primo caso. Ciò è confermato dal diagramma taglio alla base V_b – spostamento in testa u_n . A parità di rigidezza e resistenza globale e di duttilità delle singole sezioni, la duttilità globale del sistema è quindi molto diversa (nettamente maggiore nel primo caso).

Se si passa dal comportamento statico al comportamento dinamico, le analisi numeriche confermano, anche per i sistemi a più gradi di libertà, il ruolo della duttilità, che consente di progettare le strutture facendo riferimento ad uno spettro ridotto rispetto a quello elastico. L'esempio fatto mostra però quanto sia più complesso discutere di duttilità nel caso di schemi a molte iperstatiche. In particolare si nota come, oltre a conferire alla struttura una buona *duttilità locale*, cioè a livello delle singole sezioni, occorre curare anche la sua *duttilità globale*, cioè il meccanismo di collasso che andrà a formarsi. Per que-

sto motivo tutte le normative legano la possibilità di ridurre le forze di progetto ad un coefficiente che tiene conto del comportamento inelastico globale della struttura. Tale coefficiente è indicato nella normativa sismica europea ed italiana con il simbolo q ed è denominato *fattore di struttura* (in inglese *behaviour factor*, cioè letteralmente fattore di comportamento).

La necessità di garantire una elevata duttilità globale ha dato luogo ad una impostazione progettuale denominata *capacity design*. Essa consiste in sostanza nel definire a priori il meccanismo di collasso desiderato (ad esempio, cerniere agli estremi delle travi a tutti i piani ed al piede dei pilastri del primo ordine), progettare con un qualsiasi criterio (ad esempio, un'analisi elastica con forze orizzontali statiche) le sezioni che si vuol far plasticizzare ed infine garantire alle altre sezioni, che devono restare elastiche, una resistenza maggiore della capacità resistente delle sezioni innanzi progettate. Si noti che ciò smentisce un'idea molto diffusa tra certi progettisti (meglio abbondare...). In effetti, aumentare fuori calcolo la resistenza dei pilastri può andare bene, ma incrementare le armature delle travi può costituire, contrariamente a quanto si può istintivamente pensare, un provvedimento inopportuno e peggiorativo.

Questa impostazione generale, tradotta in italiano col termine *criterio di gerarchia delle resistenze*, porta ad un ben preciso iter progettuale delle strutture antisismiche:

- determinare (con analisi modale o statica) l'effetto di forze orizzontali valutate mediante uno spettro di progetto, ridotto rispetto a quello elastico mediante un fattore di struttura q che tiene conto della duttilità locale e del comportamento globale;
- utilizzare i valori così calcolati per progettare gli elementi strutturali in cui devono formarsi cerniere plastiche (le travi ed la base dei pilastri del primo ordine);
- progettare i restanti elementi strutturali con caratteristiche di sollecitazione legate non ai valori calcolati ma alla resistenza degli elementi in cui si formano le cerniere plastiche, in modo da garantire il comportamento globale previsto; in particolare, i pilastri devono essere progettati con momenti flettenti adeguatamente maggiorati rispetto ai momenti resistenti degli estremi delle travi; inoltre, poiché la rottura a taglio è meno duttile di quella a flessione, occorre dimensionare le staffe di travi e pilastri per un taglio legato al momento resistente degli estremi dell'asta;
- curare i dettagli costruttivi delle sezioni e dei nodi per garantire la duttilità locale.

9. Comportamento di sistemi tridimensionali

La trattazione dei sistemi a più gradi di libertà è stata sviluppata in maniera generale, ma alcune considerazioni erano esplicitamente riferite ai sistemi pia-

ni. In questo paragrafo vengono fatti brevi cenni alle differenze di comportamento dinamico tra telai piani e telai tridimensionali (o, come si suol dire, telai spaziali), dotati di impalcati indeformabili nel loro piano. Si sottolinea però subito che un comportamento strutturale che implica forti rotazioni planimetriche è senz'altro peggiore di un comportamento sostanzialmente traslazionale. Tale situazione andrebbe quindi, per quanto possibile, evitata con una corretta impostazione della carpenteria.

Una struttura spaziale ad n piani, con masse concentrate a livello degli impalcati, è vista dal punto di vista dinamico come un sistema a $3n$ gradi di libertà, una rotazione e due traslazioni per piano, dotato quindi di $3n$ modi di oscillazione libera. In generale ciascun modo implica contemporaneamente sia rotazione che entrambe le componenti di traslazione. È in genere possibile dividere i modi in tre gruppi (Fig. 31), in ciascuno dei quali sono contenuti gli n modi in cui prevale una delle tre componenti di movimento (traslazione in dire-

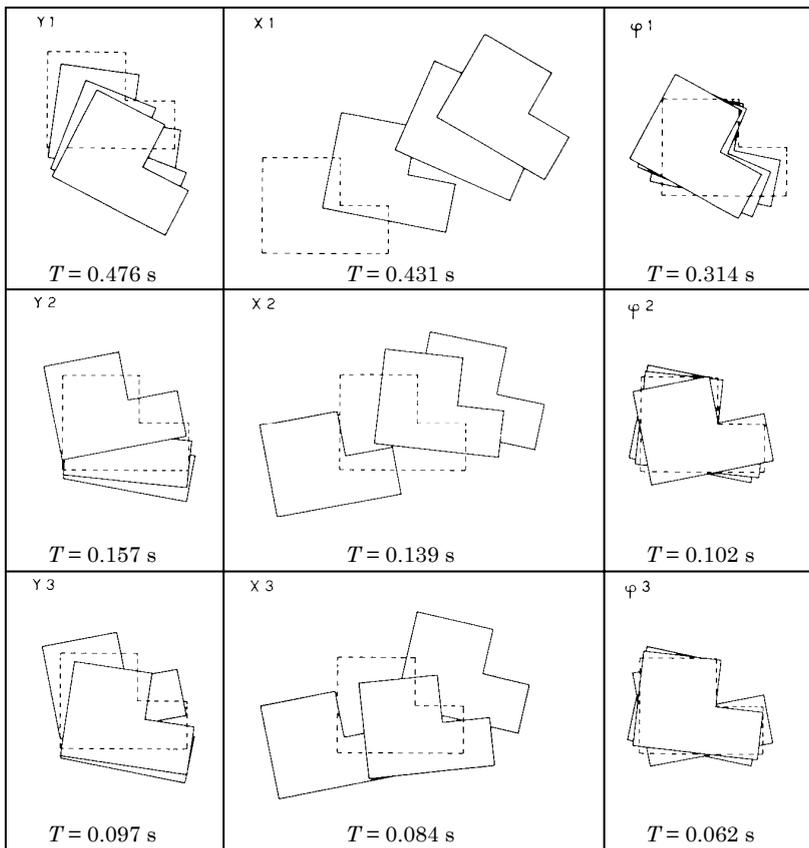


Fig. 31. Modi di oscillazione libera di una struttura spaziale a tre piani (da A. Ghersi, P. Lenza, Teoria degli edifici, vol. 3, tomo 3, Liguori, Napoli, 1988)

zione x o in direzione y oppure rotazione); i modi appartenenti a ciascun gruppo si differenziano per il numero di inversioni del segno del movimento relativo tra impalcati adiacenti (da 0 ad $n-1$). In casi particolari, ad esempio se la struttura è dotata di due assi di simmetria, i modi sono “disaccoppiati”: vi sono, cioè, n modi che comportano traslazione in una direzione, n modi che comportano traslazione nella direzione ortogonale ed n modi che comportano solamente rotazione. In questi casi, poiché l'input sismico è sempre traslazionale, la struttura può essere studiata come piana.

Lo studio del comportamento dinamico di una struttura tridimensionale segue sostanzialmente lo sviluppo mostrato nei paragrafi precedenti per i telai piani, ma richiede alcune precisazioni.

Il vettore \mathbf{u} contiene $3n$ componenti di movimento: per ogni impalcato, le due componenti di traslazione del punto ottenuto come proiezione dell'origine degli assi sul piano dell'impalcato stesso, più la rotazione dell'impalcato.

Le masse del sistema tridimensionale si considerano applicate in maniera diffusa in ciascun impalcato; nell'ipotesi di impalcato rigido se ne può considerare direttamente la risultante, che deve essere però rappresentata sia dalla massa totale M che dal momento d'inerzia delle masse rispetto al baricentro M_r (quantità detta anche massa rotazionale)

$$M_r = M \rho_m^2 \quad (77)$$

con ρ_m raggio d'inerzia delle masse. Se l'origine del sistema di riferimento coincide col baricentro delle masse, nelle equazioni di equilibrio dinamico compaiono solo le masse traslazionali M_x ed M_y (coincidenti con M) e la massa rotazionale M_r ; la matrice delle masse \mathbf{M} è in tal caso una matrice diagonale. In caso contrario compaiono anche i momenti statici delle masse rispetto agli assi e la matrice \mathbf{M} contiene quindi anche termini non nulli al di fuori della diagonale.

La condizione di equilibrio dinamico di un sistema tridimensionale coincide formalmente con la (54). Occorre però tenere presente che il suo secondo membro contiene le azioni inerziali delle masse trascinate dal sisma e quindi, poiché il sisma è considerato agente in una direzione, il vettore \mathbf{I} contiene valori unitari per le componenti di traslazione in tale direzione e valori nulli per le altre componenti di movimento. Se la direzione del moto sismico non coincide con quella di uno degli assi, ed è inclinata di un generico angolo α , compariranno invece i termini $\sin \alpha$ e $\cos \alpha$ (e valori nulli per i termini legati alla rotazione).

I coefficienti di partecipazione modale e le masse partecipanti andranno calcolati con le espressioni generali (57) e (67). Solo nel caso in cui l'origine degli assi coincide col baricentro delle masse si possono usare la (58) e la (68), ma considerando al denominatore sia le masse traslazionali che quelle rotazionali ed estendendo la sommatoria al numeratore solo ai gradi di libertà eccitati dal sisma. Si otterranno così per ciascun modo valori diversi della massa partecipante a seconda che il sisma agisce in direzione x o y .

L'analisi modale coglie sempre molto bene la risposta sismica elastica; si noti però che, di solito, occorre prendere in considerazione un numero di modi maggiore rispetto al caso piano; inoltre può essere necessario effettuare una combinazione quadratica completa degli effetti dei singoli modi, perché gli usuali criteri di dimensionamento, che tendono a conferire rigidità uguale nelle due direzioni, portano ad avere più modi con periodi molto prossimi l'un l'altro.

L'analisi statica, che si basa su modelli piani, è invece accettabile solo per strutture simmetriche o che presentano rotazioni molto modeste. Nel passato, quando l'uso dell'analisi modale era meno diffuso, molte normative consentivano l'analisi statica anche per strutture fortemente dissimmetriche, a condizione che le forze fossero applicate con opportune eccentricità rispetto al baricentro delle masse, in modo da cogliere l'amplificazione dinamica del moto rotazionale (eccentricità correttive, da non confondere con l'eccentricità accidentale di cui si parla più avanti).

La risposta sismica inelastica di un sistema tridimensionale si distingue da quella elastica, oltre che per quanto già detto per i sistemi piani, anche per un'ulteriore caratteristica che si può spiegare con le seguenti considerazioni. Il moto sismico presenta in genere entrambe le componenti di traslazione, ma esse non sono mutuamente correlate. Di solito, quindi, nell'istante in cui i telai in una direzione sono plasticizzati quelli ortogonali rimangono in campo elastico. La struttura può quindi traslare liberamente nella direzione in cui è plasticizzata, ma i telai ortogonali ne limitano la rotazione. Il comportamento inelastico è, in definitiva, meno rotazionale di quello elastico. Per tener conto di ciò è stato proposto l'uso di ulteriori eccentricità correttive⁶; un accorgimento ancora più semplice, ma efficace, che si suggerisce di adottare anche al di là delle prescrizioni di normativa, consiste nel ripetere l'analisi impedendo la rotazione degli impalcati e nel verificare le sezioni per il massimo ottenuto dalle due analisi, con rotazione consentita ed impedita.

Occorre infine evidenziare due problemi connessi alla spazialità del sistema. Innanzitutto, il fatto che i carichi variabili possono avere una distribuzione non uniforme e che, di conseguenza, la posizione reale del centro di massa può non coincidere con quella nominale, determinata con una distribuzione uniforme. In secondo luogo, il fatto che i sismi reali presentano contemporaneamente le due componenti di traslazione. Le normative più vecchie non tengono conto di questi problemi e si limitano a richiedere il calcolo della struttura soggetta separatamente a sisma nelle due direzioni e con il centro di massa nella sua posizione nominale. Le normative recenti impongono invece di considerare il

⁶ Si veda l'articolo A. Ghersi, P.P. Rossi, Formulation of design eccentricity to reduce ductility demand in asymmetric buildings, *Engineering Structures*, Elsevier Science Ltd, vol. 22, pp.857-871, 2000.

centro di massa spostato, rispetto alla posizione nominale, di una quantità denominata *eccentricità accidentale* e di combinare in qualche modo gli effetti delle due componenti del sisma. Ciò consente indubbiamente di cogliere meglio gli effetti del sisma su strutture reali, ma comporta complicazioni operative che verranno discusse in successivi capitoli del testo.

10. Analisi statica non lineare

La metodologia di verifica strutturale descritta nel paragrafo 8, basata sulle forze (in inglese *force based method*), ha come unico limite l'assenza di un controllo numerico della duttilità, ovvero di un riscontro a posteriori sul valore assunto per il fattore di struttura. Ciò ha portato negli ultimi anni a proporre un approccio alternativo, basato sul controllo degli spostamenti (in inglese *displacement based method*), che è stato recepito dalle più recenti normative sismiche. Il procedimento di verifica consiste nel confrontare la *capacità di spostamento* della struttura, determinata applicando ad essa un'opportuna distribuzione di forze statiche ed incrementandole fino al collasso (o allo stato limite considerato), con la *richiesta di spostamento*, cioè con lo spostamento massimo che la struttura subirà durante il sisma.

La determinazione della *curva di capacità* della struttura (Fig. 32), relazione tra taglio alla base e spostamento in testa, richiede l'esecuzione di una analisi statica non lineare (detta anche *pushover*) con opportuna modellazione del comportamento della sezione. Usualmente si adotta un modello a plasticità concentrata, cioè che prevede la formazione di cerniere plastiche concentrate in punti della struttura (di solito gli estremi delle aste). È però possibile usare anche modelli a plasticità diffusa, dividendo ogni asta in conci con un legame momento-curvatura non lineare, o modelli a fibre, in cui ciascun cono è ulteriormente diviso in strisce longitudinali. L'analisi è svolta incrementando via via le azioni orizzontali, in maniera proporzionale, e controllando la plasticizzazione delle sezioni, fino ad individuare il raggiungimento della deformazione ultima

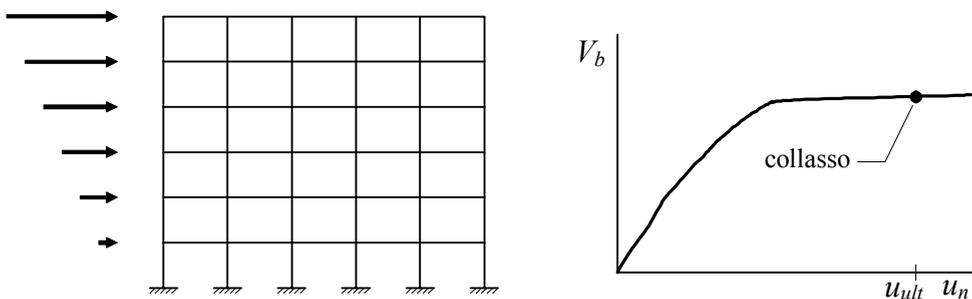


Fig. 32. Analisi pushover e curva di capacità

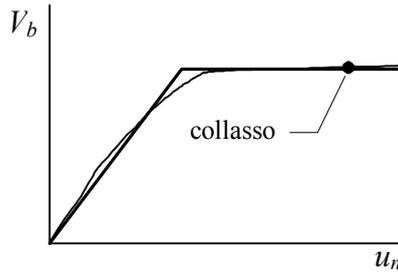


Fig. 33. Bilatera equivalente alla curva di capacità

del materiale e del corrispondente spostamento u_{ult} . Alcuni autori suggeriscono di effettuare l'analisi incrementale modificando la distribuzione delle forze orizzontali in funzione della progressiva plasticizzazione delle sezioni; tale indicazione è stata solo recentemente recepita dalla normativa (NTC 08, punto 7.3.4.1).

La determinazione della richiesta di spostamento⁷ viene fatta ipotizzando un comportamento della struttura elastico-perfettamente plastico, cioè sostituendo la curva di capacità reale con una bilatera equivalente dal punto di vista energetico, cioè con area sottesa uguale (Fig. 33). Le normative europea ed italiana suggeriscono di determinare il periodo dell'oscillatore semplice equivalente alla struttura reale. Esso avrà una rigidezza k^* determinabile come pendenza del primo tratto della bilatera. La massa può essere ricavata con semplici considerazioni. Se il sistema di forze applicato è proporzionale a quelle relative al modo j lo spostamento in testa è fornito, per la (60), da

$$u_{n,j} = \phi_{n,j} \frac{\Gamma_j S_e(T_j)}{\omega_j^2} \quad (78)$$

Esprimendo la rigidezza k_j come rapporto tra taglio alla base $V_{b,j}$, ricavato mediante la (64), e spostamento in testa $u_{n,j}$ si ottiene

$$k_j = \frac{\mathbf{I}^T \mathbf{m} \Phi_j}{\phi_{n,j}} \omega_j^2 \quad (79)$$

che, confrontata con la (8) che fornisce la frequenza angolare di un oscillatore semplice, mostra che la massa da considerare, per avere una equivalenza tra struttura reale ed oscillatore semplice, deve essere

$$m^* = \frac{\mathbf{I}^T \mathbf{m} \Phi_j}{\phi_{n,j}} \quad (80)$$

⁷ Il procedimento è illustrato con maggior dettaglio nell'articolo A. Ghersi, E.M. Marino, F. Neri, Proposta e validazione di un procedimento statico non lineare per la progettazione di strutture antisismiche ad elevata duttilità, *Ingegneria Sismica*, anno XXII, n.2, pp. 30-43, 2005.

ovvero, per un telaio piano

$$m^* = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,j}}{\phi_{n,j}} \quad (81)$$

essendo $\phi_{i,j}$ i coefficienti che descrivono la distribuzione di forze ai diversi piani e m_i le masse di piano. Il periodo dell'oscillatore semplice equivalente alla struttura è quindi

$$T^* = 2 \pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (82)$$

Una volta individuato l'oscillatore semplice equivalente alla struttura, è immediato ricavarne lo spostamento $u_{req,el}$ dallo spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni, con la (78), oppure da quello in termini di spostamenti

$$u_{req,el} = \phi_{n,j} \Gamma_j \left(\frac{T^*}{2 \pi} \right)^2 S_e(T^*) = \phi_{n,j} \Gamma_j S_{De}(T^*) \quad (83)$$

Si noti che lo spostamento elastico può essere ricavato anche direttamente effettuando l'analisi modale della struttura (in genere il programma che effettua l'analisi pushover effettua anche l'analisi modale). Per certi versi il valore così ottenuto potrebbe essere anche più affidabile, perché consente di tener conto del contributo di tutti i modi rilevanti della struttura⁸.

Lo spostamento ricavato per lo schema elastico deve poi essere corretto per tener conto del comportamento elasto-plastico della struttura. Come si è già detto nel paragrafo 5.3, se il periodo fondamentale della struttura è sufficientemente alto gli spostamenti elasto-plastici $u_{req,ep}$ sono sostanzialmente coincidenti con quelli elastici

$$u_{req,ep} = u_{req,el} \quad (84)$$

Per periodi bassi, al di sotto di un valore T_c , gli spostamenti di una struttura che va in campo plastico sono maggiori di quelli che avrebbe se rimanesse elastica e dipendono, oltre che dal periodo, dal rapporto q^* fra il taglio alla base che si avrebbe in caso di comportamento elastico e quello massimo sopportabile dalla struttura (corrispondente al tratto orizzontale della bilatera). In questo caso si assume

$$u_{req,ep} = \frac{1}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] u_{req,el} \quad (85)$$

⁸ Per maggiori dettagli si veda l'articolo M. Bosco, A. Ghersi, E.M. Marino, On the evaluation of seismic response of structures by nonlinear static methods, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2009.

Una volta determinata la capacità e la richiesta di spostamento, la verifica strutturale si potrà ritenere soddisfatta se

$$u_{req,ep} \leq u_{ult} \quad (86)$$

Considerazioni

L'analisi statica non lineare è un procedimento più complesso rispetto alla consueta analisi elastica, statica o modale, e soprattutto molto più sensibile alle scelte effettuate in fase di modellazione strutturale, perché una schematizzazione non corretta della singola cerniera plastica può alterare la sequenza delle plasticizzazioni e quindi il risultato finale. Le indicazioni che essa fornisce hanno una rilevanza non elevata nella progettazione di nuove strutture, perché una corretta applicazione delle norme dovrebbe già garantire un corretto meccanismo ultimo ed una buona duttilità globale. Possono essere invece essenziali nell'esame di strutture esistenti, specie se progettate senza alcun riferimento a normative sismiche, perché consentono di individuare le carenze comportamentali e possono suggerire quali punti necessitano di particolari interventi.

Occorre però tener presente anche le approssimazioni insite nel procedimento qui indicato. Un punto delicato è il passaggio tra richiesta di spostamenti elastici ed elasto-plastici, che è colto solo in maniera approssimata dalle espressioni suggerite nelle pagine precedenti. In secondo luogo, le azioni che la struttura sopporta durante un evento sismico variano istante per istante e la loro distribuzione può essere molto diversa da quella ipotizzata sulla base di uno studio elastico. Una più rigorosa valutazione del comportamento sismico della struttura richiederebbe di effettuare una serie di analisi dinamiche non lineari con accelerogrammi scalati ad accelerazioni di picco via via crescenti (analisi dinamica incrementale). Per strutture ben progettate le differenze tra comportamento non lineare statico e dinamico non sono, di solito, particolarmente rilevanti (Fig. 34); in altri casi, invece, la plasticizzazione di poche sezioni può

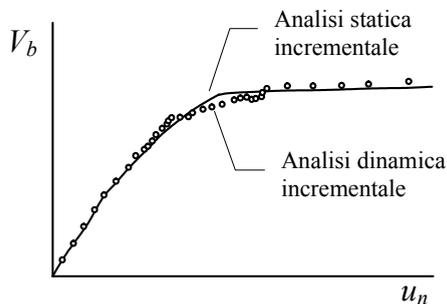


Fig. 34. Confronto tra analisi statica non lineare e analisi dinamica non lineare
(da Ghersi, Marino e Neri, 2005)

alterare il comportamento dinamico in maniera rilevante, portando a differenze elevate e quindi a sovrastimare o sottostimare lo spostamento ultimo.

Occorre infine segnalare che i risultati della verifica statica non lineare dipendono anche dalla distribuzione di forze utilizzata. È opportuno quindi analizzare il comportamento strutturale per più di una distribuzione (molte normative consigliano di far riferimento a due distribuzioni: una costante ed una variabile linearmente, oppure coincidente con quella del modo predominante).

11. Considerazioni conclusive

Al termine di questa rassegna sui temi della dinamica delle strutture e dell'ingegneria sismica, riassumiamo quelle che sembrano essere le caratteristiche più innovative rispetto ad altri temi tradizionali dell'ingegneria strutturale.

In primo luogo osserviamo come i carichi, o per meglio dire le azioni orizzontali con cui si schematizza l'effetto del sisma, non sono determinabili a prescindere dalle caratteristiche meccaniche della struttura. Lo studio della risposta elastica ha dimostrato che esse dipendono dalle frequenze e dalle forme modali del sistema. Ne consegue che, a parità di zona sismica e di situazione geotecnica, due strutture anche simili devono essere progettate e verificate per azioni orizzontali diverse.

Un particolare motivo di differenziazione è costituito dalla duttilità, che consente di far riferimento (a parità di spettro elastico) a spettri di progetto diversi. La differenza notevole tra i coefficienti di struttura consentiti per tipologie strutturali differenti rende molto diverse le azioni orizzontali previste per un edificio in muratura ovvero con struttura intelaiata in c.a., a parità di geometria e di collocazione sul territorio.

L'aspetto più innovativo che il progettista dovrebbe sempre tener presente, e che nella routine quotidiana rischia invece di essere dimenticato, è legato alla circostanza che il calcolo elastico che generalmente conduciamo è in realtà solo convenzionale. Sappiamo, infatti, che la struttura sarà chiamata ad impegnare estesamente le sue risorse plastiche e che è la sua duttilità a consentirci di considerare azioni orizzontali molto minori di quelle che la struttura sarebbe chiamata ad equilibrare se il suo comportamento fosse effettivamente elastico. L'effettivo comportamento della struttura emerge nel momento in cui dobbiamo determinare gli spostamenti, ad esempio per verificare un giunto sismico o la compatibilità funzionale degli elementi architettonici non strutturali. In tali casi, infatti, le normative impongono di amplificare notevolmente i valori delle deformazioni fornite dal modello elastico convenzionale.

Bibliografia essenziale

Per un approfondimento delle problematiche generali di dinamica delle strutture si segnalano i seguenti testi:

1. R.W. Clough, J. Penzien, Dynamics of structures, McGraw-Hill, 1993.
2. A.K. Chopra, Dynamics of structures, Prentice Hall International, 1995.

Capitolo 3

PRESCRIZIONI DELLA NORMATIVA SISMICA

1. Principi e regole applicative

Come si è già evidenziato nel capitolo 1, negli ultimi anni la normativa sismica italiana ha subito una forte evoluzione, a partire dall'emanazione dell'Ordinanza 3274. Da allora le modifiche, grandi o piccole, si sono succedute con una rapidità tale da renderne veramente difficile l'assimilazione e da creare nei professionisti un diffuso sentimento di sfiducia e scoraggiamento. Oggi, finalmente, comincia a vedersi la luce in fondo al tunnel. Le problematiche generali sembrano ormai assodate ed il processo evolutivo sembra avvicinarsi alla conclusione, anche se non possono escludersi ulteriori modifiche che, pur riguardando dettagli, potrebbero ancora influenzare sia il modo di operare che i risultati conseguiti.

I principi generali della progettazione antisismica sono dettati dall'ultima versione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanata con il D.M. 14/1/08 in sostituzione della precedente versione del 14/9/05. Queste norme (d'ora in poi indicate sinteticamente con la sigla NTC 08) definiscono nel paragrafo 3.2 l'azione sismica e forniscono nel capitolo 7 le indicazioni necessarie per la verifica di strutture antisismiche e nel capitolo 10 le prescrizioni generali sulla redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo. Esse inoltre sottolineano, nel capitolo 12, che "per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa le indicazioni riportate ... negli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN". In questo modo gli Eurocodici diventano un riferimento chiaro e stabile, al quale ancorarsi per difendersi da eventuali ulteriori modifiche delle norme nazionali.

In che modo è possibile, allora, parlare di prescrizioni della normativa sismica? La nostra scelta è stata quella di privilegiare le problematiche generali e mostrare come da queste derivino i dettagli operativi, e quale peso tali detta-

gli abbiano, con la speranza di contribuire a creare nel progettista strutturale una mentalità critica che gli consenta di capire il senso e l'importanza delle eventuali (o inevitabili) modifiche future.

A ben vedere, in effetti, la più grande innovazione delle nuove norme non è tanto il passaggio dalle tensioni ammissibili agli stati limite quanto il cambio nel modo in cui bisogna accostarsi alle norme. Nel passato le norme tecniche italiane erano molto sintetiche, racchiuse in poche pagine, e le loro indicazioni erano viste come prescrizioni assolute, da rispettare inderogabilmente. Gli Eurocodici (dai quali sostanzialmente derivano le nuove norme tecniche italiane) sono invece un'opera estesissima, sviluppata in migliaia di pagine. Una tale ampiezza di contenuto è però giustificata da una distinzione concettuale espressamente indicata nel punto 1.4 della norma europea EN-1990 "Criteri generali di progettazione strutturale" e richiamata in ciascun Eurocodice. Questo punto chiarisce infatti che le norme contengono *principi*, cioè requisiti generali per i quali non sono ammesse alternative, e *regole applicative*, cioè indicazioni generalmente riconosciute come coerenti ai principi e tali da soddisfarli. È possibile usare criteri progettuali alternativi, diversi dalle regole indicate nel testo normativo, purché si mostri che essi sono coerenti con i principi contenuti nelle norme e garantiscano la sicurezza da questi richiesta. L'introduzione di questo nuovo approccio in Italia è avvenuta con l'Ordinanza 3274. Chiunque abbia seguito una delle tante conferenze di presentazione di tale norma ricorderà sicuramente l'orgoglio col quale i suoi promotori dichiaravano che si era finalmente passati anche in Italia da una norma *prescrittiva*, cioè con prescrizioni da rispettare assolutamente, ad una norma *prestazionale*, cioè che metteva in evidenza gli obiettivi da raggiungere. Le NTC 08 sono perfettamente allineate con questa nuova impostazione, ribadendo nel punto 1 l'esistenza di *principi e indicazioni applicative*.

Una chiara comprensione della differenza tra impostazione prestazionale e prescrittiva è essenziale per comprendere ed applicare le attuali norme italiane ed europee. Chiunque tentasse di applicare le NTC 08 con spirito "prescrittivo" perderebbe la testa tra mille dettagli e rischierebbe di perdere di vista l'essenza della progettazione. È però vero che la lettura delle nuove norme e l'individuazione dei principi non è sempre agevole. Nel testo degli Eurocodici i principi sono contrassegnati con la lettera (P), ma ciò non avviene nelle norme italiane. Che fare dunque? Il consiglio più semplice è di usare gli Eurocodici come punto di riferimento in caso di dubbio. Ma un altro buon criterio, per chi ha pazienza, è il fare un'analisi comparata delle diverse edizioni della norma¹: le tante indicazioni che sono cambiate, a volte radicalmente, non possono certamente essere considerate principi generali.

¹ Può essere utile a ciò il libro di G. Sarà, Norme per la progettazione degli edifici in zona sismica: lettura comparata dei testi normativi, Liguori, Napoli, 2009.

2. Obiettivi della progettazione antisismica

La difesa dai terremoti, inizialmente concepita col solo intento di salvare le vite umane, è andata via via includendo ulteriori requisiti che vengono imposti alle strutture, con l'obiettivo di garantirne le prestazioni per un'ampia gamma di eventi sismici, dai più deboli a quelli più forti. L'attuale filosofia del *performance based design* individua più livelli prestazionale (o stati limite) che dovrebbero essere soddisfatti. Si può infatti parlare di:

- Stato Limite di Operatività (SLO), quando si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni e interruzioni d'uso significative;
- Stato Limite di Danno (SLD) o di immediato utilizzo, quando si richiede che la costruzione subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi pertanto immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) o stato limite ultimo, quando si accetta che la costruzione subisca rotture e crolli dei componenti non strutturali e significativi danni dei componenti strutturali, con perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), quando si accetta che la costruzione subisca gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi dei componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi ancora una parte della rigidezza e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La normativa può prevedere la verifica nei confronti di uno o più di questi stati limite, facendo riferimento per ciascuno di questi ad una specifica probabilità di occorrenza dell'evento sismico. Fin dalle norme più antiche l'obiettivo principale della progettazione antisismica è stato quello di lasciare un buon margine rispetto al collasso, ovvero quello che ora è indicato come SLV. In Italia da oltre un decennio è imposta anche una verifica allo SLD, mentre lo SLC è stato citato per la prima volta dall'OPCM 3274, con riferimento alla verifica di edifici esistenti.

L'evento sismico di riferimento può essere definito in termini di probabilità di superamento p in un tempo assegnato oppure come periodo di ritorno T_r , e si possono utilizzare le espressioni (5) del capitolo 2 per ricavare un valore dall'altro. L'edizione 2008 delle Norme Tecniche fornisce i valori della probabilità di superamento in un periodo di riferimento V_R , riportati in Tab. 1.

Nel definire il grado di sicurezza per una costruzione occorre tenere conto anche dell'importanza che può avere un suo collasso o danneggiamento. La

Tab. 1. Probabilità di superamento e periodo di ritorno, secondo le NTC 08

Stato limite		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	Periodo di ritorno (per $V_R = 50$ anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81 %	30 anni
	SLD	63 %	50 anni
Stati limite ultimi	SLV	10 %	475 anni
	SLC	5 %	975 anni

normativa italiana prevede tre tipi di costruzione, per ciascuna delle quali è assegnata una vita nominale V_N (Tab. 2). Le costruzioni ordinarie, alle quali si fa riferimento in questo testo, hanno quindi una vita nominale di 50 anni. La norma definisce poi quattro classi d'uso, per ciascuna delle quali è assegnato un coefficiente d'uso C_U (Tab. 3). Il periodo di riferimento, utilizzato nella definizione dell'azione sismica, è calcolato come prodotto di questi due valori

$$V_R = V_N C_U \quad (1)$$

Così, ad esempio, un edificio per abitazione, un grande magazzino ed un ospedale avranno rispettivamente un periodo di riferimento di 50 anni (50×1.0), 75 anni (50×1.5) e 100 anni (50×2.0). Ovviamente a periodi di riferimento maggiori si associano accelerazioni di picco al suolo a_g più alte. Orientativamente, si può ritenere che a_g vari con la radice quadrata del periodo di riferimento. Raddoppiare questo vuol dire quindi aumentare di circa il 40% l'accelerazione al suolo. L'impostazione seguita dalla norma italiana prevede però che per ciascuna località venga espressamente indicato il valore di a_g in funzione del periodo di riferimento.

L'Eurocodice 8 segue una impostazione formalmente diversa, ma analoga ai fini pratici. Esso infatti definisce "classi di importanza", con una tabella sostanzialmente analoga alla Tab. 3, e determina il valore di a_g a partire da un valore di riferimento a_{gR} , valido per edifici ordinari, moltiplicando questo per un coefficiente di importanza γ_I che assume valori di 0.8, 1.2 e 1.4 rispettivamente per le classi I, III e IV. L'OPCM 3274 e le precedenti norme italiane seguivano la stessa impostazione, a meno della mancata esistenza della classe I.

Tab. 2. Tipi di costruzione e relativa vita nominale V_N , secondo le NTC 08

Tipi di costruzione		Vita nominale V_N
1	Opere provvisorie, opere provvisionali, strutture in fase costruttiva	≤ 10 anni
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50 anni
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100 anni

Tab. 3. Classi d'uso e relativo coefficiente d'uso C_U , secondo le NTC 08

Classi d'uso		Coefficiente d'uso C_U
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli	0.7
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente	1.0
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente	1.5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente	2.0

Un altro aspetto da evidenziare nella definizione dell'azione sismica è il fatto che al variare del periodo di riferimento varia non solo a_g ma anche la forma dello spettro di risposta. Pur essendo ciò noto da tempo, solo le normative sismiche più recenti, come l'Eurocodice 8 e le nuove Norme Tecniche, ne tengono espressamente conto.

Nel caso degli stati limite ultimi (SLV e SLC), per raggiungere l'obiettivo previsto occorrerebbe effettuare – a rigore – un'analisi strutturale non lineare. Normalmente si preferisce, però, effettuare una verifica allo stato limite ultimo delle singole sezioni usando caratteristiche della sollecitazione valutate con analisi elastica lineare, considerando la struttura soggetta a forze (statiche o modali) equivalenti all'azione sismica, opportunamente ridotta per tener conto della duttilità, ed ai carichi verticali presenti in concomitanza al sisma. Perché ciò sia valido occorre prestare opportuna attenzione alla gerarchia delle resistenze, in modo da garantire una buona duttilità globale della struttura. Le nuove norme consentono però anche procedimenti di verifica che tengono espressamente conto del comportamento non lineare degli elementi strutturali.

La verifica allo stato limite di danno è invece effettuata controllando che gli spostamenti di interpiano siano inferiori a valori limite, assegnati in maniera tale da contenere il danno strutturale e non strutturale.

3. L'azione sismica

3.1. Zone sismiche

L'ampia attività di ricerca svolta negli ultimi venti anni del XX secolo, a partire dal Progetto Finalizzato Geodinamica del C.N.R., ha fornito rilevanti indicazio-

ni sulla *pericolosità sismica di base*, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Si possono quindi ritenere sufficientemente conosciuti, su una griglia abbastanza fitta del territorio italiano, i valori dell'accelerazione orizzontale massima a_g e degli altri parametri che consentono di definire gli spettri di risposta, per diversi periodi di ritorno dell'evento sismico. Al crescere dei dati disponibili si è andata sempre più affinando la zonazione sismica. Dall'iniziale, unico grado di sismicità previsto dalle norme del 1909 si è passato a due zone differenti, poi a tre (dopo il 1980) e quindi a quattro (con l'OPCM 3274 del 2003). Quest'ultima divideva il territorio italiano in quattro zone, per ciascuna delle quali era definita l'accelerazione orizzontale massima a_g avente probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ovvero periodo di ritorno di 475 anni, da utilizzare per verifiche allo stato limite ultimo per strutture ordinarie (Tab. 4). A partire da questa si poteva definire, col coefficiente di importanza γ_I , l'accelerazione da utilizzare per strutture di altre classi; l'accelerazione a_{gd} da utilizzare per verifiche allo stato limite di danno era invece ottenuta dividendo a_g per 2.5.

La versione 2008 delle Norme Tecniche ha stravolto questa "semplice" suddivisione, introducendo parametri legati alla singola località (vedi paragrafo 3.3). Viene spontaneo chiedersi quale reale incremento di sicurezza possa garantire una così elevata precisione nell'individuazione dell'azione sismica, a fronte alle tante altre approssimazioni insite nel procedimento progettuale. Ma, soprattutto, si dovrebbe meditare su quanto queste differenze, insieme a tutte le altre complicazioni aggiunte dalle norme più recenti, possono incidere sulla formazione di professionisti esperti: l'esperienza si crea infatti dall'uso di schemi semplici e dal confronto con situazioni analoghe e consente al professionista di acquisire ordini di grandezza che gli consentono di individuare errori grossolani nel calcolo o nelle varie fasi dell'attività progettuale.

3.2. Categorie di terreno e condizioni topografiche

La classificazione sismica generale si riferisce al moto in terreni compatti con superficie orizzontale. Quando lo strato roccioso di base (*bed rock*) non è affiorante, il moto in superficie è fortemente condizionato dalle caratteristiche degli strati superficiali di terreno; di ciò occorre quindi tener conto per definire l'azio-

Tab. 4. Zona sismica ed accelerazione orizzontale massima, per l'OPCM 3274

Zona	Pericolosità sismica	a_g
1	alta	0.35 g
2	media	0.25 g
3	bassa	0.15 g
4	molto bassa	0.05 g

ne sismica in un determinato sito. Il parametro meccanico che principalmente caratterizza le proprietà sismiche delle diverse tipologie di suolo è la velocità media di propagazione delle onde sismiche di taglio in un tratto di 30 m di profondità al di sotto del piano di posa delle fondazioni, $V_{s,30}$. Poiché la valutazione di questo parametro è abbastanza onerosa, la normativa consente di far riferimento, in alternativa, al valor medio del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (*Standard Penetration Test*) $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina, che sono parametri meccanici sicuramente più familiari alla gran parte degli operatori tecnici.

Se i 30 m superiori del terreno sono costituiti da n strati, ciascuno di spessore h_i , i parametri $V_{s,30}$, $N_{SPT,30}$ e $c_{u,30}$ sono forniti da

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{V_i}} \quad (2)$$

$$N_{SPT,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}} \quad (3)$$

$$c_{u,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,n} \frac{h_i}{c_{u,i}}} \quad (4)$$

Basandosi su questi parametri vengono individuate varie categorie fondamentali di sottosuolo:

- A) *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B) *Depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- C) *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
- D) *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).

E) *Terreni costituiti da strati superficiali con caratteristiche analoghe ai suoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato rigido di riferimento (avente $V_{s30} > 800$ m/s).

Per queste categorie di terreno le norme sismiche definiscono spettri di risposta standard. Sono inoltre individuate altre due categorie, aventi caratteristiche meccaniche più scadenti, per le quali occorrono studi specifici:

- S1) Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{s30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato spesso almeno 8 m di terreni a grana fine a bassa consistenza;
- S2) Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

La risposta sismica locale può essere influenzata anche dalla configurazione topografica della zona in cui è ubicata la costruzione. Si definiscono le seguenti categorie:

- T1) Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$;
- T2) Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$;
- T3) Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$;
- T4) Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

3.3. Spettri di risposta elastici della normativa

Come già evidenziato nel capitolo 2, la normativa fornisce uno spettro di risposta elastico convenzionale che racchiude, in maniera semplificata e cautelativa, le caratteristiche degli spettri di risposta elastica dei terremoti che possono aversi in un assegnato sito. Fin dai primi studi² si sono notate alcune caratteristiche comuni, che consentono di dividere lo spettro in più intervalli, in funzione del periodo (Fig. 1). Per periodi molto bassi, da 0 a T_A , l'accelerazione massima è costante ed uguale all'accelerazione di picco del terreno, che è indicata con a_g nel caso dello strato roccioso di base (suolo A) e con $a_g S$ per terreni differenti (S è in genere un coefficiente maggiore dell'unità, perché si ritiene che le accelerazioni vengano amplificate da strati soffici del terreno). Per periodi immediatamente superiori, da T_A a T_B , l'accelerazione massima cresce col periodo. Il valore di T_A è però tanto basso da poter essere trascurato; la normativa considera quindi come primo tratto, ad accelerazione crescente, quello che va da 0 a T_B . In un secondo tratto, da T_B a T_C , l'accelerazione massima può ritenersi mediamente costante; l'amplificazione rispetto all'accelerazione di picco del terreno dipende dalle caratteristiche del sito (mediante un fattore F_0) ma anche dallo smorzamento della struttura (mediante un fattore η). In un terzo tratto,

² Si veda ad esempio il libro di Chopra, già citato nel capitolo 2.

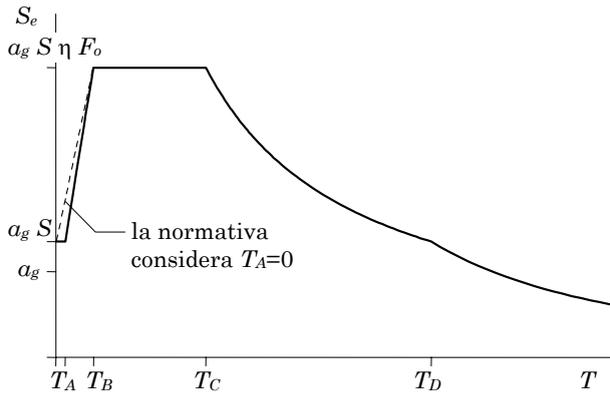


Fig. 1. Spettro elastico di normativa (qualitativo)

da T_C a T_D , è la velocità massima a rimanere costante e conseguentemente l'accelerazione varia in maniera inversamente proporzionale al periodo. In un quarto tratto infine, per T maggiore di T_D , lo spostamento massimo rimane costante e la pseudo-accelerazione varia in maniera inversamente proporzionale al quadrato del periodo. Conformemente a queste indicazioni, la normativa utilizza le seguenti espressioni analitiche per lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$

$$\text{per } 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (5 \text{ a})$$

$$\text{per } T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \quad (5 \text{ b})$$

$$\text{per } T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (5 \text{ c})$$

$$\text{per } T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (5 \text{ d})$$

Queste espressioni generali, sostanzialmente valide anche per le accelerazioni verticali, vengono particolarizzate dalle singole normative, assegnando valori ai parametri che vi compaiono. Le indicazioni da seguire in Italia sono dettate dalle Norme Tecniche e vengono descritte nel seguito. Si riportano però, come ulteriore termine di paragone, anche le indicazioni dell'Eurocodice 8.

Si ricorda infine che dai valori dell'accelerazione si possono ottenere quelli dello spostamento massimo, e quindi lo spettro elastico in termini di spostamenti S_{De} , mediante la relazione

$$S_{De} = \frac{1}{\omega^2} S_e = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 S_e \quad (6)$$

La conoscenza degli spostamenti massimi è utile in particolare nelle verifiche allo stato limite di danno, per valutarne la compatibilità con la funzionalità dell'edificio, soprattutto per individuare se la loro entità è tale da recare danni alle murature leggere di tamponamento.

Normativa italiana (NTC 08)

Le attuali norme italiane definiscono le caratteristiche dello spettro di risposta elastico, in punti individuati su una griglia di circa dieci di chilometri di lato e per ciascun valore del periodo di ritorno del sisma, mediante tre parametri, riferiti ad un suolo di riferimento rigido (sottosuolo A):

a_g accelerazione orizzontale massima nel sito;

F_o amplificazione spettrale massima per accelerazioni orizzontali;

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Da questi valori possono essere ricavati i parametri S_S e C_C , dipendenti dal tipo di suolo (Tab. 5), ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T , dipendente dalla categoria topografica (Tab. 6).

Tab. 5. Parametri S_S e C_C per le NTC 08

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.4 - 0.4 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.7 - 0.6 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.4 - 1.5 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.0 - 1.1 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 (T_C^*)^{-0.40}$

Tab. 6. Coefficiente di amplificazione topografica S_T per le NTC 08

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T1	---	1.0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Dai parametri di base e dai valori di S_s , C_C e S_T si possono infine ricavare i parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico:

$$T_C = C_C T_C^* \tag{7a}$$

$$T_B = T_C / 3 \tag{7b}$$

$$T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6 \tag{7c}$$

$$S = S_S S_T \tag{7d}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \tag{7e}$$

Ad esempio, nel punto di Lat. 42.732 e Long. 12.673 sito nel comune di Spoleto (PG) si ha:

per $T_R = 475$ anni: $a_g = 0.1938$ g $F_o = 2.42$ $T_C^* = 0.32$ s

per $T_R = 50$ anni: $a_g = 0.0803$ g $F_o = 2.46$ $T_C^* = 0.28$ s

Per un edificio ubicato in zona pianeggiante (T1) si ottengono i valori riportati in Tab. 7 e in Tab. 8.

Tab. 7. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_R=475$ anni (SLV), Spoleto, NTC 08

Categoria suolo	accelerazione orizzontale	S	F_o	T_B	T_C	T_D
A	0.194 g	1.00	2.42	0.107 s	0.320 s	2.375 s
B	0.194 g	1.20	2.42	0.147 s	0.442 s	2.375 s
C	0.194 g	1.42	2.42	0.163 s	0.489 s	2.375 s
D	0.194 g	1.70	2.42	0.236 s	0.707 s	2.375 s
E	0.194 g	1.48	2.42	0.193 s	0.580 s	2.375 s

Tab. 8. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni orizzontali, terremoto con $T_R=50$ anni (SLD), Spoleto, NTC 08

Categoria suolo	accelerazione orizzontale	S	F_o	T_B	T_C	T_D
A	0.080 g	1.00	2.46	0.093 s	0.280 s	1.921 s
B	0.080 g	1.20	2.46	0.132 s	0.397 s	1.921 s
C	0.080 g	1.50	2.46	0.149 s	0.447 s	1.921 s
D	0.080 g	1.80	2.46	0.220 s	0.661 s	1.921 s
E	0.080 g	1.60	2.46	0.179 s	0.536 s	1.921 s

Tab. 9. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni verticali, stato limite ultimo e di danno per le NTC 08

Categoria suolo	S_s	F_v	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1.00	$1.35 F_o \sqrt{\frac{a_g}{g}}$	0.05 s	0.15 s	1.0 s

Il fatto che gli spettri di risposta varino di punto in punto non rende facile fare commenti generali. A titolo esemplificativo sono riportati in Fig. 2 gli spettri di risposta elastici forniti dalle NTC 08 ed in Fig. 3 quelli per lo stato limite di danno (SLD), relativi a parametri che corrispondono a quella che era definita un tempo zona 2. Gli spettri sono normalizzati dividendo i valori per l'accelerazione a_g . Si può però osservare, come tendenza generale, il fatto che gli spettri relativi a periodo di ritorno più breve tendono ad avere una maggiore amplificazione. Questa è però in genere parzialmente bilanciata, nel caso di periodi più alti, da una riduzione dei periodi T_B , T_C e T_D (non considerata in figura).

La variazione dello spettro in funzione dello smorzamento ξ (espresso in punti percentuali), e quindi del parametro η , è mostrata in Fig. 4. La figura è riferita ad un ben preciso insieme di valori dei parametri che caratterizzano lo spettro, ma l'andamento mostrato si ripete inalterato al variare dei parametri.

Lo spettro di risposta elastico per le accelerazioni verticali è ottenuto con relazioni analoghe alle (5), nelle quali l'amplificazione è data dal parametro F_v anziché F_o . I parametri da usare, mostrati in Tab. 9, valgono per tutte le categorie di suolo. Gli spettri ottenuti sono anch'essi riportati in Fig. 2 e Fig. 3.

Anche se questo ha ormai solo un sapore storico, si riportano in Fig. 5 gli spettri di risposta elastica normalizzati che erano prescritti dall'OPCM 3274. Questa imponeva di utilizzare per le accelerazioni orizzontali uno stesso spettro per i terreni B, C ed E e differenziava lo stato limite ultimo dallo stato limite di danno solo per il valore dell'accelerazione al suolo (a_g per lo SLU, $a_{gd} = a_g / 2.5$ per SLD). I valori dei parametri che definiscono lo spettro sono riportati in Tab. 10 (con accelerazioni corrispondenti ad una zona sismica 2). Il confronto con gli spettri delle NTC 08 mostrano variazioni non trascurabili tra le accelerazioni orizzontali, in particolare nel caso dello stato limite di danno. La differenza maggiore è però relativa alle accelerazioni verticali. Il valore di F_v fornito dalle NTC 08 (1.69 per SLV, 1.07 per SLD, nel caso in figura) è sempre nettamente inferiore rispetto a quello indicato dall'OPCM 3274 (3.0, per qualunque sito, anche se con una accelerazione pari a $0.9 a_g$). L'effetto delle accelerazioni verticali diventa quindi praticamente trascurabile. C'è solo da chiedersi il motivo di questo forte ridimensionamento, anche se in verità le accelerazioni verticali non sono mai state particolarmente condizionanti nella progettazione di edifici in cemento armato.

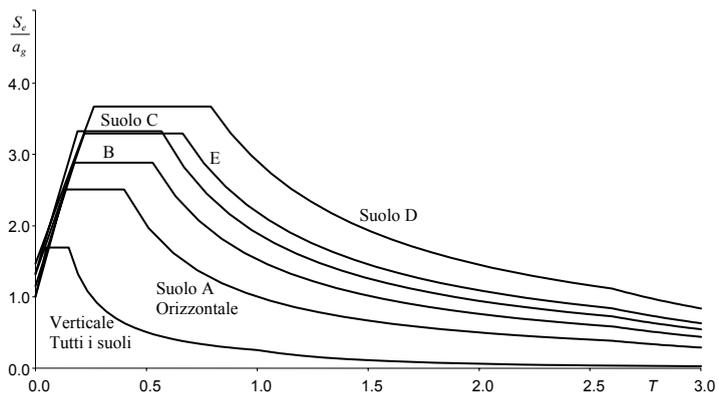


Fig. 2. Spettri di risposta elastici normalizzati, NTC 08, SLV (per $\alpha_g=0.25$ g, $F_o=2.5$, $T_{c^*}=0.40$ s, $\xi=5\%$)

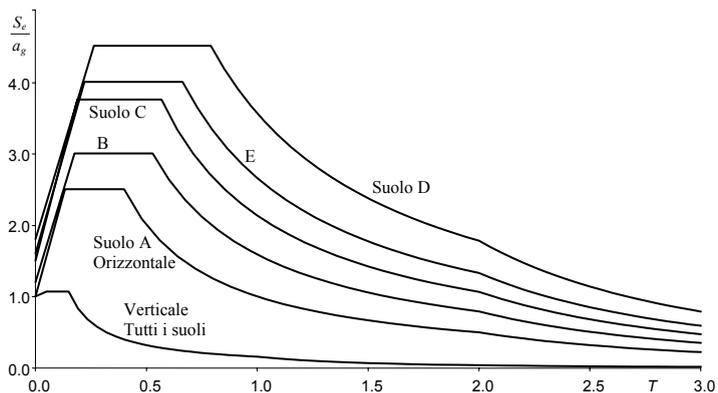


Fig. 3. Spettri di risposta elastici normalizzati, NTC 08, SLD (per $\alpha_g=0.10$ g, $F_o=2.5$, $T_{c^*}=0.40$ s, $\xi=5\%$)

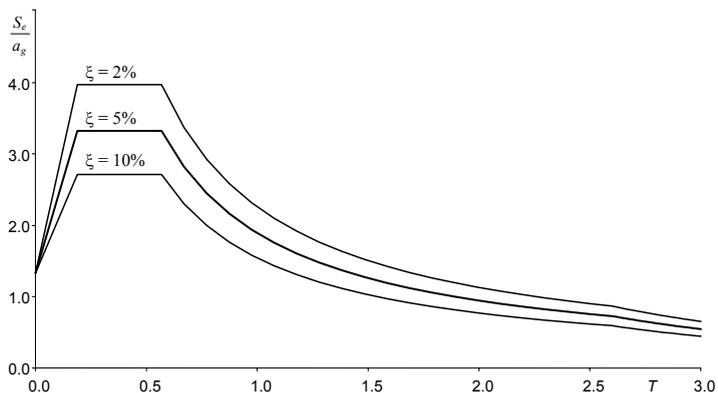


Fig. 4. Spettri di risposta elastici normalizzati, NTC 08, al variare dello smorzamento ξ (per $\alpha_g=0.25$ g, $F_o=2.5$, $T_{c^*}=0.40$ s, suolo C)

Tab. 10. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni orizzontali, stato limite ultimo e di danno, zona sismica 2, OPCM 3274

Categoria suolo	accelerazione orizzontale		S	F_o	T_B	T_C	T_D
	a_g	a_{gd}					
A	0.25 g	0.10 g	1.00	2.5	0.15 s	0.40 s	2.0 s
B, C, E	0.25 g	0.10 g	1.25	2.5	0.15 s	0.50 s	2.0 s
D	0.25 g	0.10 g	1.35	2.5	0.20 s	0.80 s	2.0 s

Tab. 11. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni orizzontali e verticali, Eurocodice 8, tipo 1

Categoria suolo	accelerazione: orizzontale	S	F_a	T_B	T_C	T_D
A	a_g	1.00	2.5	0.15 s	0.4 s	2 s
B	a_g	1.20	2.5	0.15 s	0.5 s	2 s
C	a_g	1.15	2.5	0.20 s	0.6 s	2 s
D	a_g	1.35	2.5	0.20 s	0.8 s	2 s
E	a_g	1.40	2.5	0.15 s	0.5 s	2 s
	verticale					
A, B, C, D, E	$0.9 a_{gd}$	1.00	3.0	0.05 s	0.15 s	1.0 s

Tab. 12. Valori dei coefficienti che definiscono lo spettro di risposta elastico: accelerazioni orizzontali e verticali, Eurocodice 8, tipo 2

Categoria suolo	accelerazione: orizzontale	S	F_a	T_B	T_C	T_D
A	a_g	1.00	2.5	0.05 s	0.25 s	1.2 s
B	a_g	1.35	2.5	0.05 s	0.25 s	1.2 s
C	a_g	1.50	2.5	0.10 s	0.25 s	1.2 s
D	a_g	1.80	2.5	0.10 s	0.30 s	1.2 s
E	a_g	1.60	2.5	0.05 s	0.25 s	1.2 s
	verticale					
A, B, C, D, E	$0.45 a_{gd}$	1.00	3.0	0.05 s	0.15 s	1.0 s

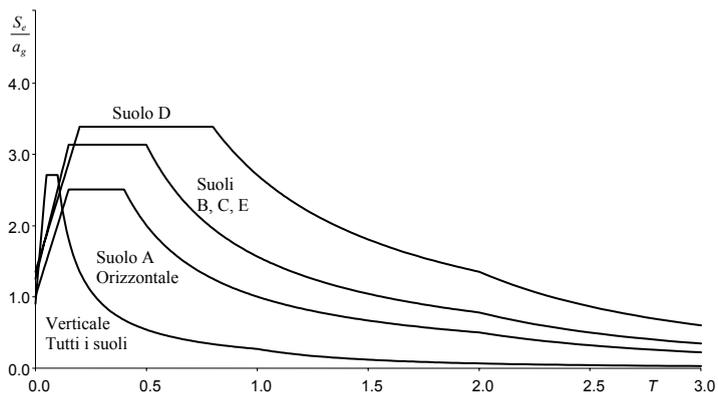


Fig. 5. Spettri di risposta elastici normalizzati, OPCM 3274 (per $\xi=5\%$)

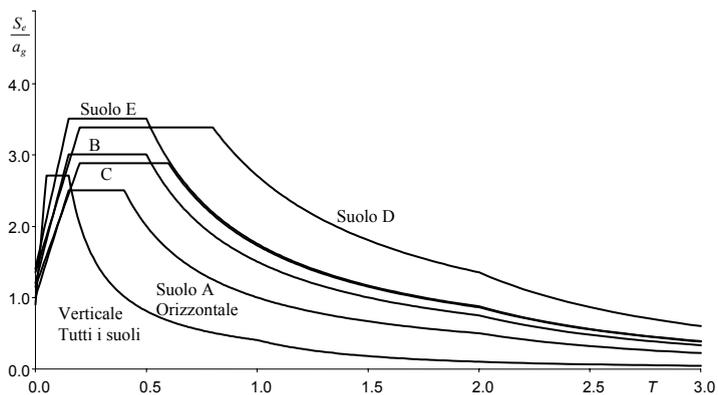


Fig. 6. Spettri di risposta elastici normalizzati, Eurocodice 8: tipo 1, accelerazioni orizzontali e verticali, $\xi = 5\%$

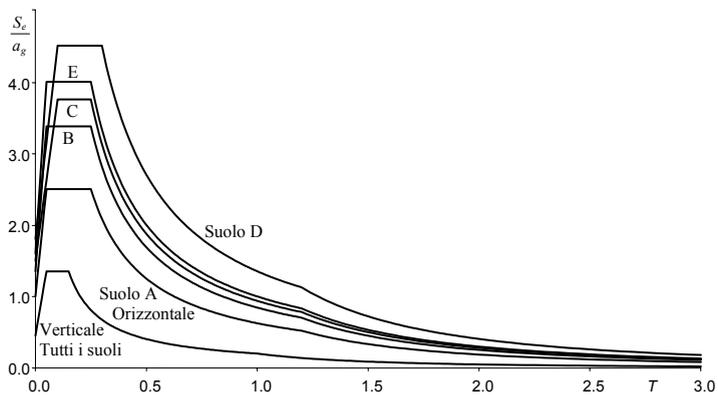


Fig. 7. Spettri di risposta elastici normalizzati, Eurocodice 8: tipo 2, accelerazioni orizzontali e verticali, $\xi = 5\%$

Eurocodice 8

L'Eurocodice 8 distingue le azioni sismiche per lo stato limite ultimo e quello di danno in maniera meno esplicita. Esso infatti prescrive di usare per lo stato limite di danno uno spettro avente la stessa forma dello spettro elastico usato per stato limite ultimo, ridotto mediante un fattore v (pari a 0.4 nelle situazioni usuali e quindi coincidente con il valore $1/2.5$ dell'OPCM 3274). Ma contemporaneamente distingue gli spettri in due tipi, il primo valido per eventi sismici di magnitudo maggiore di 5.5, il secondo per magnitudine inferiore. In molte situazioni, quindi, si utilizzerà il primo per lo SLV ed il secondo per lo SLD. I valori dei parametri che definiscono questi spettri sono riportati in Tab.11 e Tab. 12. Gli spettri corrispondenti sono diagrammati in Fig. 6 e Fig. 7.

3.4. Spettri di progetto della normativa

Come già evidenziato nel capitolo 2, la normativa tiene conto della possibilità di ridurre le forze di progetto grazie alla duttilità locale e globale della struttura mediante un unico parametro q , denominato *fattore di struttura*³ o, in inglese, *behaviour factor*. In funzione di questo, la normativa fornisce per ciascun tipo di suolo uno spettro di progetto convenzionale, $S_d(T)$, con ordinate ridotte rispetto a quelle dello spettro di risposta elastico. Il passaggio da spettro di risposta elastico a spettro di progetto trova una sostanziale concordanza tra le diverse normative. Come criterio generale, si utilizzano le espressioni (5) già descritte per lo spettro elastico, sostituendo in esse il fattore $1/q$ al posto del termine η che rappresenta lo smorzamento. Le espressioni modificate vengono per comodità del lettore ripetute qui

$$\text{per } 0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \frac{S F_o}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (8 a)$$

$$\text{per } T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \frac{S F_o}{q} \quad (8 b)$$

$$\text{per } T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \frac{S F_a}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (8 c)$$

$$\text{per } T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \frac{S F_o}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad (8 d)$$

A queste espressioni viene aggiunta una ulteriore condizione

$$S_d(T) \geq 0.2 a_g \quad (8 e)$$

³ Il termine *fattore di struttura* è ormai entrato nell'uso comune ed è utilizzato nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni. Il testo italiano dell'Eurocodice 8 usa il termine *coefficiente di comportamento*, traduzione più letterale dell'originale inglese.

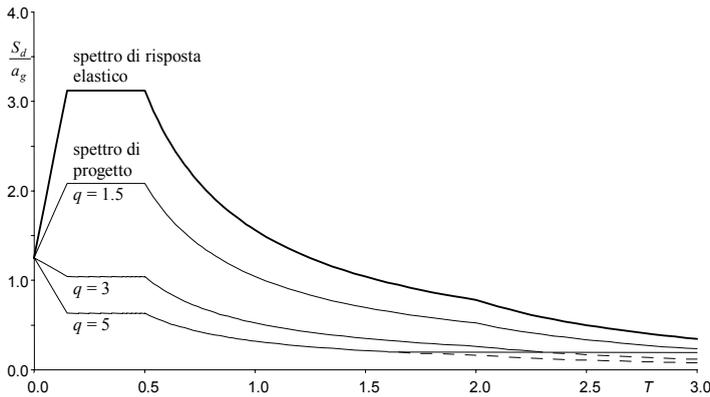


Fig. 8. Spettri di progetto normalizzati, al variare del fattore di struttura (per suoli B, C, E, OPCM 3274)

che pone un limite minimo per l'accelerazione, indipendente dal fattore di struttura. L'andamento dello spettro di progetto per diversi valori del fattore di struttura è mostrato a titolo esemplificativo in Fig. 8.

Piccole modifiche rispetto a quanto detto si hanno per l'Eurocodice 8, ma solo per bassi periodi. Per questo si ha infatti

$$\text{EC8, per } 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \frac{S F_a}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{2}{3} \frac{q}{F_a} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (9)$$

L'espressione mostra che secondo questa norma per strutture molto rigide ($T \rightarrow 0$) l'accelerazione di progetto tende ai due terzi dell'accelerazione di picco del suolo ($S a_g$).

3.5. Fattore di struttura

La definizione del fattore di struttura q è un punto essenziale nella progettazione di strutture antisismiche ed è anche una delle novità più rilevanti introdotte dalle nuove normative. La vecchia normativa sismica italiana proponeva infatti (pur non indicandolo chiaramente) uno spettro di progetto che teneva già conto della duttilità strutturale, assumendo implicitamente un valore del coefficiente di struttura dell'ordine di grandezza di 5. L'unico, modesto riferimento al problema era nel coefficiente di struttura β , da assumere pari ad 1.2 per gli edifici con pareti in cemento armato (meno dissipativi) ed 1.0 in tutti gli altri casi. Le nuove norme impongono invece di assegnare fin dall'inizio il valore del fattore di struttura q , sulla base della duttilità locale e globale che si ritiene abbia la struttura, e di garantire tale valore con opportuni accorgimenti nel calcolo e nella realizzazione della struttura.

In effetti, come si è mostrato nel capitolo precedente, per fronteggiare il sisma occorre fornire alla struttura una sufficiente resistenza ma anche una adeguata duttilità. Tanto l'una quanto l'altra comportano un costo; le norme sismiche più recenti consentono al progettista di dosarle opportunamente, conferendo maggiore duttilità (curando particolarmente la duttilità locale ed il comportamento globale) e minore resistenza (usando un fattore di struttura più alto) o, viceversa, minore duttilità e maggiore resistenza. Ciò viene fatto, secondo quanto prescritto dalle NTC 08 (punto 7.2.1), collocando la struttura in una classe di duttilità alta (CD "A") o bassa (CD "B"). L'Eurocodice 8 crea una analoga distinzione (punto 5.2.1), ma usa i termini DCH (duttività alta, ovvero *High Ductility*) e DCM (duttività media, ovvero *Medium Ductility*), riservando il termine DCL (duttività bassa, ovvero *Low Ductility*) a strutture di modesto impegno, da realizzare in zone a sismicità molto bassa.

La differenza tra le due classi riguarda l'entità delle plasticizzazioni che la struttura dovrà sopportare ma anche la loro distribuzione, cioè in sostanza sia la duttilità locale che il comportamento globale. La prima viene ottenuta con prescrizioni relative a minimi di armatura, dettagli costruttivi, tensioni medie di lavoro delle sezioni, che sono più vincolanti nel caso di alta duttilità. Il secondo viene garantito individuando le zone che devono plasticizzarsi e dissipare energia ed imponendo una opportuna sovraresistenza nelle restanti zone, in modo da evitare rotture fragili o formazione di meccanismi di collasso non previsti (criterio di gerarchia delle resistenze, la cui applicazione è più stringente nel caso di alta duttilità). A tal proposito occorre notare alcune differenze tra le diverse norme. L'Eurocodice 8 (punto 4.4.2.3) impone che si garantisca sempre (cioè sia per DCH che per DCM) ai pilastri una resistenza superiore di un 30% rispetto a quella delle travi, mentre impone limiti differenziati tra DCH e DCM per la resistenza a taglio di travi e pilastri. L'OPCM 3431 (punto 5.1) richiedeva di controllare espressamente il criterio di gerarchia delle resistenze solo nel caso di CD "A", ritenendo che "nel livello "B" esso è di fatto presente solo in modo implicito". Le NTC 08 (punto 7.2.1) tornano ad imporre sempre la gerarchia delle resistenze, ma differenziano il coefficiente di sovraresistenza a seconda della classe di duttilità (1.3 per CD "A" e ad 1.1 per CD "B").

Tab. 13. Valori di q_0 , secondo le NTC 08

Tipologia	CD "A"	CD "B"
Strutture a telaio, strutture miste telaio-pareti, strutture a pareti accoppiate	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Strutture a pareti non accoppiate	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	3.0
Strutture torsionalmente deformabili	3.0	2.0
Strutture a pendolo inverso	2.0	1.5

Tab. 14. Valori di K_R , secondo le NTC 08

Tipologia	
Strutture regolari	1.0
Strutture non regolari	0.8

La scelta della classe di duttilità della struttura è un punto molto importante dell'attività progettuale, che deve essere fatta prima di ogni altra cosa perché condiziona l'intero sviluppo progettuale. La scelta non è banale, perché vi sono vantaggi e problemi sia nell'uno che nell'altro caso. Essa verrà discussa approfonditamente più avanti nel testo.

Tornando al fattore di struttura, questo può essere determinato in generale mediante l'espressione

$$q = q_0 K_R \quad (10)$$

Il primo termine, q_0 , rappresenta il massimo valore che può assumere il fattore di struttura (Tab. 13) ed è legato alla capacità dissipativa della tipologia strutturale in sé, al livello di duttilità previsto, alla inevitabile sovrarresistenza della struttura (quantizzata dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione).

Il secondo termine, K_R , è un fattore riduttivo che tiene conto della regolarità in altezza della struttura (Tab. 14). Una forte disuniformità della distribuzione di masse, rigidzze e resistenze lungo l'altezza potrebbe portare, superato il limite elastico, ad un comportamento diverso da quello previsto col calcolo lineare ed aumentare il rischio della formazione di cerniere plastiche nei pilastri di un singolo piano, con conseguente riduzione della duttilità globale. I criteri con i quali valutare la regolarità della struttura sono discussi criticamente nel paragrafo 6.

Dal punto di vista tipologico, per le strutture in cemento armato si può distinguere tra:

- *struttura a telaio*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate da un insieme di travi e pilastri che costituiscono un telaio spaziale; si può parlare di struttura a telaio anche in presenza di pareti di modeste dimensioni, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dagli elementi a telaio;
- *struttura a pareti*, nella quale le azioni verticali ed orizzontali sono sopportate principalmente da pareti⁴; si può parlare di struttura a pareti anche in

⁴ Col termine *parete* si indica un elemento strutturale in c.a. la cui sezione abbia rapporto tra dimensione massima e dimensione minima superiore a 4. Un insieme di pareti

presenza di pilastri e travi, a condizione che la gran parte della resistenza ad azioni orizzontali (almeno il 65%) sia garantita dalle pareti;

- *struttura mista telaio-pareti*, nella quale le azioni verticali sono sopportate prevalentemente da un telaio spaziale, mentre quelle orizzontali sono affidate sia al telaio che a pareti in c.a.; in particolare, se almeno il 50% dell'azione orizzontale è affidata a pareti si parla di *struttura mista equivalente a pareti*, nel caso contrario di *struttura mista equivalente a telaio*;
- *struttura a pendolo inverso*, nella quale il 50%, o più, della massa è concentrato nel terzo superiore dell'altezza della struttura, o nella quale la dissipazione è localizzata alla base di un singolo elemento dell'edificio;
- *struttura torsionalmente deformabile*, nella quale la rigidezza rotazionale è nettamente inferiore rispetto a quella traslazionale.

La distinzione nasce dal diverso comportamento oltre il limite elastico presentato da telai o da pareti. I primi hanno in genere una plasticizzazione a flessione e, con una opportuna distribuzione delle resistenze, possono portare alla formazione di meccanismi molto dissipativi, con elevato numero di cerniere plastiche. Per le seconde occorre distinguere tra pareti singole e pareti accoppiate. Una parete singola è sostanzialmente una mensola, poco duttile sia perché isostatica sia perché la sua rottura sarà prevalentemente a taglio e quindi in se meno duttile rispetto alla rottura a flessione. Col termine *pareti accoppiate* si intende l'insieme costituito da due (o più) pareti mutuamente collegate lungo l'altezza per mezzo di travi adeguatamente rigide aventi funzioni dissipative; esse presentano un comportamento misto, flessionale e tagliante, più duttile; la rigidezza della trave di accoppiamento deve però essere tale da garantire che una aliquota non trascurabile del momento alla base delle azioni orizzontali (almeno il 20%) sia bilanciata dalle coppie prodotte dal taglio nelle travi, che diventa sforzo assiale nelle pareti. È importante anche la disposizione planimetrica degli elementi resistenti, ed in particolare delle pareti: se queste sono concentrate in una zona limitata della pianta non garantiscono una sufficiente rigidezza torsionale e ciò penalizza il comportamento della struttura. La rigidezza torsionale può essere espressa mediante il rapporto r_k / r_m tra raggio d'inerzia delle rigidezze e raggio d'inerzia delle masse⁵; una struttura è definita torsionalmente deformabile quando questo rapporto è inferiore all'unità, ma appare logico penalizzare particolarmente le strutture in cui il rapporto scende al di sotto di 0.8 (a volte denominate strutture a nucleo, perché tale situazione si presenta in genere quando la struttura è costituita da un unico nucleo rigido centrale).

Il fattore amplificativo α_u / α_1 che compare nell'espressione di q_0 indica quanto può crescere l'azione sismica nel passaggio dal valore per il quale il primo e-

semplici unite in modo da formare sezioni a L, T, U, ecc., viene denominato *parete di forma composta.*; oppure, se la sezione ha forma chiusa, *nucleo.*

⁵ La valutazione di questi parametri è discussa in altre parti del testo.

Tab. 15. Valori di α_w/α_1 per strutture regolari in pianta, secondo le NTC 08

Strutture a telaio o strutture miste equivalenti a telaio	
ad un solo piano	1.1
a più piani ma ad una sola campata	1.2
a più piani e più campate	1.3
Strutture a pareti o strutture miste equivalenti a pareti	
solo due pareti non accoppiate per ogni direzione	1.0
più pareti non accoppiate	1.1
pareti accoppiate o strutture miste equivalenti a pareti	1.2

lemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale a quello per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile. Questo fattore può essere calcolato mediante un'analisi statica non lineare (in questo caso l'Eurocodice 8 impone di non assumere un valore maggiore di 1.5). Più comunemente si utilizzeranno i valori indicati in Tab. 15, validi per strutture regolari in pianta. Per strutture non regolari in pianta la normativa suggerisce di utilizzare un valore di α_w/α_1 pari alla media tra 1.0 ed i valori consentiti per strutture regolari (NTC 08, punto 7.3.1).

4. Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

In una struttura soggetta a soli carichi verticali l'impostazione allo stato limite ultimo richiede di considerare presenti carichi permanenti e variabili corrispondenti ad un frattile particolarmente alto, orientativamente il 99.5%. Questi valori, indicati con g_d e q_d (valori di calcolo), sono ottenuti amplificando i valori caratteristici, g_k e q_k , mediante opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ_g e γ_q (che per le NCT 08 valgono 1.3 e 1.5). Se sulla stessa struttura si considera agente anche il vento, la norma evidenzia la bassa probabilità di avere contemporaneamente i massimi valori dei carichi variabili verticali e del vento ed impone di considerare al 100% l'azione variabile più gravosa e di ridurre l'altra mediante un coefficiente ψ_0 minore dell'unità.

La verifica allo stato limite ultimo in condizioni sismiche richiede ulteriori considerazioni, perché il sisma è un evento molto raro. Si esclude quindi, perché estremamente improbabile, la possibilità di avere contemporaneamente sisma e vento forte. Per quanto riguarda i carichi verticali, poi, uno studio probabilistico specifico mostrerebbe che l'entità più probabile dei carichi verticali presenti nella struttura quando avviene il terremoto è nettamente inferiore al valore di calcolo innanzi definito. Le normative più recenti (Eurocodice 8, NTC 08) prescrivono quindi di considerare presenti quelli che sono detti carichi

Tab. 16. Valori di ψ_2 , secondo le NTC 08

Categoria A. Ambienti ad uso residenziale	0.3
Categoria B. Uffici	0.3
Categoria C. Ambienti suscettibili di affollamento	0.6
Categoria D. Ambienti ad uso commerciale	0.6
Categoria E. Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0.8
Categoria F. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.6
Categoria G. Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.3
Categoria H. Coperture	0.0
Vento	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.2
Variazioni termiche	0.0

verticali quasi permanenti, cioè i valori $g_k + \psi_2 q_k$ (i valori di ψ_2 sono riportati in Tab. 16). L'OPCM 3274 aveva proposto di differenziare i carichi in funzione del periodo di ritorno dell'evento sismico considerato (quindi con valori leggermente diversi tra stato limite ultimo e stato limite di danno), ma le complicazioni operative che ciò comporterebbe e la scarsa rilevanza di questa distinzione hanno spinto successivamente a rinunciare a questa differenziazione.

L'Eurocodice 8 introduce un'altra sottile distinzione (punto 4.2.4). Poiché in un edificio multipiano la probabilità di avere un dato valore del carico variabile ad un singolo piano è diversa dalla probabilità che lo si abbia in tutti i piani, nella valutazione delle masse viene prescritto di utilizzare i valori $g_k + \psi_E q_k$, con $\psi_E = \varphi \psi_2$ (dove φ assume valori compresi tra 0.5 e 1). Anche in questo caso si tratta di una pignoleria che complica il calcolo senza modificare sensibilmente i risultati. Per questo motivo le NTC 08 (punto 3.2.4) prevedono esplicitamente di utilizzare i valori $g_k + \psi_2 q_k$ anche nel calcolo delle masse (che equivale ad assumere sempre, cautelativamente, $\varphi = 1$).

Importanti differenze tra le nuove norme sismiche (italiane ed europee) e le vecchie norme italiane si riscontrano anche nella valutazione degli effetti della singola componente dell'azione sismica e nella combinazione degli effetti delle diverse componenti. La norma sismica del '96, come le norme precedenti, consentiva di valutare l'effetto della singola componente sismica considerando uniformemente distribuite le masse dovute ai carichi variabili e quindi con riferimento ad una posizione nominale del centro di massa. Inoltre l'effetto del sisma era valutato separatamente in due direzioni ortogonali, come se esso agisse nell'una o nell'altra, ma non contemporaneamente.

Entrambe queste assunzioni sono semplificazioni di ciò che avviene realmente. Per la prima, basta pensare che l'aliquota ψ_2 , innanzi citata, dei carichi

variabili può corrispondere in realtà a carichi presenti al 100% in una parte dell'edificio e totalmente assenti in un'altra, e così facendo il baricentro delle masse viene a trovarsi in una posizione diversa da quella nominale. Per tener conto di questo, ed anche di una possibile variabilità spaziale del moto sismico, le NTC 08 (punto 7.2.6) e l'Eurocodice 8 (punto 4.3.2) impongono di considerare la possibilità che il centro di massa si sposti in qualsiasi direzione di una quantità, denominata *eccentricità accidentale*, pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

Per la seconda, occorre ricordare che un sisma comporta movimenti contemporanei nelle due direzioni orizzontali ed anche in quella verticale. La componente verticale dell'accelerazione sismica ha sempre avuto un'importanza modesta, perché equivaleva ad un incremento dei carichi verticali, che qualunque struttura è ben in grado di sopportare. La sua importanza è ancora ridotta con le nuove norme, sia per il valore che assume l'accelerazione verticale (discusso alla fine del paragrafo 3.3) che per la minore entità dei carichi verticali considerati presenti durante il sisma. Per questo motivo le NTC 08 (punto 7.2.1) richiedono di prenderla in considerazione solo in casi specifici, poco comuni: travi di luce superiore a 20 m, solai precompressi di luce superiore a 8 m, sbalzi di luce superiore a 4 m, pilastri in falso. Le due componenti orizzontali possono coesistere ma, essendo non correlate, i massimi effetti dell'una e dell'altra non si avranno negli stessi istanti. Per questo motivo le NTC 08 (punto 7.3.5) e l'Eurocodice 8 (punto 4.3.3.5.1) impongono di combinare gli effetti di una componente presa al 100% a quelli dell'altra componente ridotti al 30%. L'Eurocodice 8 cita anche una possibile combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati, che ha però senso solo nel caso di singole caratteristiche di sollecitazione (ad esempio, flessione semplice retta) ma non in presenza di più componenti (come flessione composta o flessione deviata).

Tener conto dell'eccentricità accidentale e combinare le due componenti sismiche provoca, nel caso di edifici planimetricamente regolari, un incremento di sollecitazioni negli elementi perimetrali relativamente modesto e di entità facilmente valutabile a priori. Nel caso di edifici irregolari può invece comportare variazioni nettamente maggiori. Ma il vero problema introdotto da queste innovazioni è il proliferare di combinazioni di carico, col conseguente rischio per il progettista di perdere il controllo del processo di calcolo. Questo aspetto, insieme a suggerimenti su come "riprendere il controllo", è discusso nel cap. 5 di un libro che tratta le problematiche del calcolo strutturale eseguito col computer⁶ ed è ripreso in successivi capitoli di questo testo.

⁶ A. Perretti, A. Ghersi, P. Sattamino, A. Brenna, La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer, Maggioli Editore, 2007.

5. Analisi strutturale

5.1. Tipi di analisi

Nel capitolo 2 si è mostrato chiaramente che il comportamento di una struttura durante un forte evento sismico comporta il superamento dei limiti elastici ed andrebbe quindi seguito mediante analisi dinamiche non lineari al passo. Una tale analisi è possibile, ed oggi consentita anche dalla normativa sismica, ma la sua complessità (e il rischio di errori) è tale da non essere proponibile per opere ordinarie e progettisti ordinari. Una possibile alternativa, che in qualche modo tiene conto del comportamento non lineare, è l'analisi statica non lineare, che è stata presentata e discussa nel paragrafo 10 dello stesso capitolo. Questo tipo di analisi comincia ad essere alla portata della massa dei professionisti, ma il suo uso è ancora troppo "delicato" e poco adatto ad una attività di progettazione, mentre risulta più utile nella verifica di strutture esistenti (purché di queste si riesca ad avere una adeguata conoscenza).

Per le applicazioni ordinarie di progettazione restano a tutt'oggi insuperabili, per facilità d'uso ed affidabilità, i metodi di analisi lineare: analisi modale con spettro di risposta, denominata analisi lineare dinamica dalle NTC 08 (termine che può ingenerare confusione con la valutazione della risposta dinamica elastica al passo, che è altra cosa), ed analisi lineare statica. Questi metodi sono stati già discussi nei paragrafi 7.3 e 7.4 del capitolo. Ci si limita quindi a riportare qui le indicazioni specifiche fornite dalle nuove norme sull'analisi statica.

5.2. Analisi statica

Per le NTC 08 (punto 7.3.3.2) e l'Eurocodice 8 (punto 4.3.3.2.1) l'analisi statica è applicabile per strutture con periodo fondamentale T_1 non particolarmente elevato (non superiore a $2.5 T_C$ o a T_D , per le NTC 08) e regolari in altezza. Il limite al periodo è motivato dal fatto che l'analisi statica è un'approssimazione della risposta dinamica valutata secondo il primo modo della struttura e perde quindi di significato quando questo modo non è predominante. Il riferimento alla regolarità in altezza è molto più discutibile. In effetti vi possono essere situazioni di particolare irregolarità in altezza che rendono i risultati dell'analisi statica poco cautelativi rispetto a quelli dell'analisi modale, ma si tratta di casi estremamente rari e certamente non ben descritti dalle condizioni di regolarità in altezza, di cui si discute più avanti nel paragrafo 6. È strano invece il mancato riferimento alla regolarità in pianta, perché la bibliografia tecnica sull'argomento evidenzia chiaramente la scarsa efficacia dell'analisi statica nel prevedere la risposta dinamica di schemi planimetricamente irregolari.

Per stimare T_1 , in assenza di calcolo rigoroso, esistono numerose indicazioni bibliografiche. La normativa italiana suggerisce, per edifici di altezza in-

feriore a 40 m la cui massa sia distribuita in maniera approssimativamente uniforme lungo l'altezza, l'espressione

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (11)$$

in cui H è l'altezza totale della costruzione (in metri) dal piano di fondazione e C_1 un coefficiente che vale 0.085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0.075 per edifici con struttura a telaio in cemento armato, 0.050 per le altre tipologie strutturali (ad esempio edifici con pareti in c.a.).

Il taglio totale al piede della costruzione, F_h , è dato dall'espressione

$$F_h = \lambda \frac{S_d(T_1)}{g} W \quad (12)$$

nella quale W è il peso complessivo della costruzione e λ è un coefficiente riduttivo (pari a 0.85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e periodo T_1 inferiore a $2 T_C$, 1.0 in caso contrario) che cerca di ovviare al fatto che l'analisi statica fornisce risultati abbastanza cautelativi rispetto a quella modale.

La forza F_i da applicare alla massa i -esima è quindi

$$F_i = F_h \frac{W_i z_i}{\sum_j W_j z_j} \quad (13)$$

essendo W_i e W_j i pesi delle masse presenti all'impalcato i e j e z_i e z_j le corrispondenti quote rispetto al piano di fondazione. Le equazioni (12) e (13) coincidono sostanzialmente con l'equazione (76) del capitolo 2, nella quale comparivano le masse m anziché i pesi W .

5.3. Analisi modale e statica: un esempio numerico

Anche se una trattazione più dettagliata delle indicazioni progettuali di normativa è fatta in capitoli successivi, si ritiene utile confrontare fin d'ora con un esempio numerico i risultati forniti dall'analisi modale e da quella statica.

Si è presa in esame una struttura intelaiata regolare in c.a. collocata in zona a bassa sismicità ($a_g = 0.15 g$) e su un suolo di media consistenza (di categoria B), realizzata in modo da conferire solo una minima soglia di duttilità agli elementi strutturali (classe di duttilità CD" B"). Lo schema considerato è quello di un telaio piano a tre campate ed otto piani; le luci delle travi sono pari a 5.00 m e l'interpiano è pari a 3.30 m (Fig. 9). I quattro pilastri partono da una sezione 30×90 e risegano di 10 cm a piano, fino a raggiungere la sezione minima 30×30 al settimo piano. Per le travi, uguali a tutti i piani, si sono considerate due possibilità: travi emergenti di sezione 30×50 o travi a spessore di sezione 80×24 . Le masse si considerano concentrate alle quote dei traversi e pari a 60000 kg a piano; ciò corrisponde a carichi gravitazionali uniformemente distribuiti sui traversi di 40 kN m^{-1} . Lo spettro di risposta usato per le analisi è quello

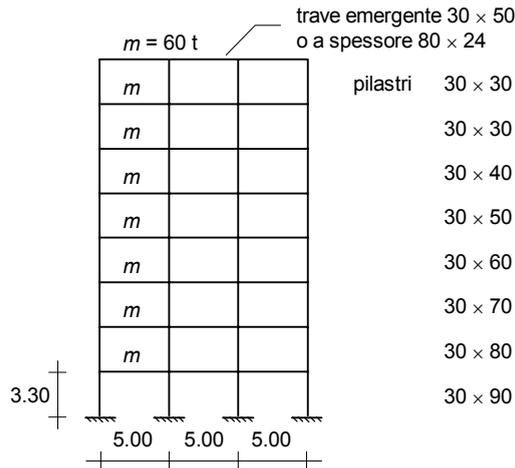


Fig. 9. Schema strutturale esaminato

Tab. 17. Periodi e deformate modali

	Con travi emergenti			Con travi a spessore		
	modo 1	modo 2	modo 3	modo 1	modo 2	modo 3
T_j	1.1829 s	0.4606 s	0.2585 s	1.7382 s	0.6043 s	0.3278 s
$S_d(T_j)$	0.0484 g	0.1145 g	0.1145 g	0.0329 g	0.0947 g	0.1145 g
g_j	1.406	0.580	-0.339	1.358	0.543	-0.359
M_j^*	336.4 t	65.9 t	24.3 t	340.2 t	56.6 t	26.1 t
M_j^*/M	70.1%	13.7%	5.1%	70.9%	11.8%	5.4%
piano 8	1.000	-1.000	-0.854	1.000	-1.000	-0.842
7	0.893	-0.368	0.651	0.916	-0.401	0.515
6	0.702	0.475	1.000	0.764	0.383	1.000
5	0.543	0.802	0.176	0.603	0.781	0.255
4	0.399	0.821	-0.549	0.438	0.837	-0.533
3	0.265	0.651	-0.795	0.278	0.656	-0.808
2	0.142	0.387	-0.602	0.139	0.369	-0.594
1	0.044	0.127	-0.222	0.039	0.112	-0.206

previsto dall'OPCM 3274, ma le modeste differenze rispetto a quello delle NTC 08 non influiscono sulle considerazioni che vengono qui fatte.

Nella Tab. 17 sono riportati i risultati dell'analisi modale, relativi ai primi tre modi: periodi propri e le corrispondenti accelerazioni spettrali, coefficienti di partecipazione modale e masse partecipanti, nonché gli spostamenti modali ai diversi piani. Si può notare, innanzi tutto, che la massa partecipante del primo modo è superiore al 70% della massa totale e che i primi tre modi nel complesso superano l'85% della massa totale; secondo le indicazioni della normativa è

quindi corretto effettuare l'analisi modale limitandosi a prendere in considerazione tali modi. Per quanto riguarda la differenza tra i due schemi esaminati, con travi emergenti oppure a spessore, si nota che i periodi propri sono molto diversi tra loro. In particolare, il periodo fondamentale è rispettivamente di 1.18 e 1.74 s, a riprova della maggiore rigidezza conferita dalle travi emergenti. Minima invece è la differenza tra le deformate di modi corrispondenti.

Nella Tab. 18 sono riportate le forze calcolate con l'espressione (63) del capitolo 2 per i primi tre modi. Per confronto si riportano anche le forze da usare per l'analisi statica, determinate con la (13); i valori non sono stati ridotti col coefficiente 0.85 previsto dalla norma italiana perché per entrambi gli schemi il periodo fondamentale supera $2 T_C$ (1.00 s). A proposito dell'applicabilità dell'analisi statica, si può notare che stimando il periodo fondamentale con la (11) si ottiene il valore 0.87 s, minore di $2.5 T_C$ (1.25 s); l'analisi statica risulterebbe quindi applicabile per entrambi gli schemi. Il valore esatto del periodo fondamentale è in realtà abbastanza più alto, tanto che nel caso di telaio con travi a spessore l'analisi statica non dovrebbe essere utilizzata. Il confronto delle forze statiche con quelle relative al primo modo mostra che le prime sono sempre nettamente maggiori delle seconde. Si nota però che in questo caso le forze relative al secondo modo sono dello stesso ordine di grandezza di quelle del primo, anche se con segni alterni. Per esprimere un giudizio più approfondito sui due tipi di analisi si possono confrontare i tagli di piano, valutati per l'analisi statica come somma delle forze dei piani sovrastanti e per quella modale come combinazione SRSS, mediante le (69) del capitolo 2, dei valori di tali somme forniti dai tre modi considerati (Tab. 19). Si nota che ai piani inferiori l'analisi statica è sempre cautelativa, mentre a quelli superiori essa sottostima i risultati dell'analisi modale, in modo più rilevante per lo schema con travi a spessore.

Tab. 18. Forze per analisi modale e analisi statica (in kN)

piano	Con travi emergenti				Con travi a spessore			
	analisi modale			analisi statica	analisi modale			analisi statica
	modo 1	modo 2	modo 3		modo 1	modo 2	modo 3	
8	40.0	-39.1	19.5	50.6	26.3	-30.3	20.4	34.5
7	35.8	-14.4	-14.9	44.3	24.1	-12.2	-12.5	30.1
6	28.1	18.6	-22.8	38.0	20.1	11.6	-24.2	25.8
5	21.7	31.3	-4.0	31.6	15.9	23.6	-6.2	21.5
4	16.0	32.1	12.5	25.3	11.5	25.4	12.9	17.2
3	10.6	25.4	18.2	19.0	7.3	19.9	19.6	12.9
2	5.7	15.1	13.7	12.7	3.6	11.2	14.4	8.6
1	1.8	5.0	5.1	6.3	1.0	3.4	5.0	4.3

Tab. 19. Tagli di piano per analisi modale e analisi statica (in kN)

piano	Con travi emergenti			Con travi a spessore		
	analisi modale	analisi statica	differenza %	analisi modale	analisi statica	differenza %
8	59.2	50.6	-14.5	45.0	34.5	-23.4
7	92.9	94.9	2.2	66.4	64.6	-2.7
6	111.1	132.9	19.6	78.7	90.4	15.0
5	127.6	164.5	28.9	89.6	112.0	25.0
4	144.8	189.9	31.1	100.0	129.2	29.2
3	161.7	208.8	29.2	112.3	142.1	26.5
2	173.7	221.5	27.5	121.9	150.7	23.6
1	178.1	227.8	27.9	125.3	155.0	23.7

5.4. Analisi statica non lineare

Nel capitolo 2 sono state illustrate le caratteristiche fondamentali dell'analisi statica non lineare che, da strumento della ricerca scientifica, sta diventando sempre di più anche un importante ausilio nella prassi professionale. Si tratta di un approccio non lineare che più si avvicina alla nuova filosofia basata sugli spostamenti (*displacement based design*) e che per la prima volta in Italia è stato disciplinato, ai fini delle applicazioni professionali, dall'Ordinanza 3274 e successive modifiche. In tale prima codifica il metodo trovava applicazioni in forme procedurali diverse a seconda della tipologia strutturale (cemento armato, acciaio, muratura) mentre le NTC 08 riportano unitarietà alla procedura; in considerazione tuttavia della giovane sperimentazione nella normativa tecnica di tale metodo di analisi c'è da attendersi probabilmente ancora modifiche ed aggiustamenti procedurali che tuttavia non potranno modificare la sostanza del metodo così come appunto illustrata nel capitolo 2.

Nelle NTC 08 a tale tipo di analisi è dedicato solo il breve paragrafo 7.3.4.1. Maggiori approfondimenti si ritrovano nelle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni" e nell'Eurocodice 8.

Le NTC 08 precisano (al punto 7.3.4.1) che tale metodo è applicabile solo se "il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%" oppure "il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c ". Rimangono quindi escluse le strutture piuttosto rigide, che abbiano una distribuzione di masse e rigidità tale da non presentare un modo di vibrare principale nettamente prevalente sugli altri. Quest'ultima situazione si riscontra in genere in strutture irregolari (in pianta o in elevazione), e l'esclusione lascia perplessi perché proprio per questi sistemi è più problematica la indicazione di un coefficiente di struttura ed è quindi utile l'approccio non lineare.

Quando il metodo è applicabile “si devono considerare due distribuzioni di forze d’inerzia, ricadenti l’una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l’altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2)”. Nel primo gruppo sono previste le distribuzioni corrispondenti all’analisi statica lineare, alla prima forma modale ed alla composizione delle forme modali, così come disciplinata dall’analisi modale lineare. Nel secondo gruppo sono previste la distribuzione di forze corrispondenti ad accelerazioni eguali lungo l’altezza della costruzione (da scegliersi obbligatoriamente ove si sia precedentemente scelto la distribuzione di forze dell’analisi statica lineare) e la distribuzione adattiva “che cambia ... in funzione della plasticizzazione della struttura”. È da notare che quest’ultima è ancora oggetto di studio e sperimentazione nell’ambito delle ricerca scientifica; il suo utilizzo in applicazioni professionali è quindi forse prematuro.

La norma richiama infine la prassi procedurale che prevede di associare al sistema reale un sistema equivalente ad un grado di libertà, nonostante tale passaggio possa essere evitato senza perdita di precisione nei risultati⁷.

L’analisi statica non lineare potrebbe essere usata come metodo di progetto per i nuovi edifici, in sostituzione dei metodi di analisi lineari. Una tale scelta richiede però particolari riflessioni; la cultura del *displacement based design* è ancora molto giovane e solo in tempi molto recenti si inizia a pensare a criteri di predimensionamento delle sezioni delle membrature basati sulle capacità deformative⁸. L’analisi statica non lineare può piuttosto essere utile come approfondimento di un approccio progettuale lineare, in quanto consente di verificare ex post il reale coefficiente di struttura e l’efficacia della gerarchia delle resistenze, attraverso la distribuzione delle cerniere plastiche. In particolare, può essere veramente importante per l’analisi degli edifici esistenti, per i quali è problematica la valutazione di un realistico “coefficiente di struttura”.

5.5. Analisi dinamica non lineare.

Solo per completezza si accenna a questa procedura, che consiste nell’effettuare l’analisi non lineare al passo della struttura sotto l’azione di assegnati accelerogrammi opportunamente scalati. Si è già mostrato nel capitolo precedente che questa metodologia, applicata all’oscillatore semplice dapprima elastico e, successivamente elasto-plastico, è alla base della determinazione degli spettri di risposta, fondamentali per l’analisi lineare. Se ne valuta ora la possibilità e l’opportunità di utilizzarla direttamente per l’analisi non lineare di singoli sistemi a molti gradi di libertà, come gli edifici in c.a. In linea teorica tale metodologia di analisi appare la più completa ed è sicuramente la più ambiziosa;

⁷ Si veda l’articolo di Bosco, Ghersi, Marino già citato nel paragrafo 10 del capitolo 2.

⁸ Si veda ad esempio il libro di Priestley, Calvi, Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, 2007.

tuttavia, a parte l'onere computazionale, non mancano incertezze applicative nell'assegnazione di accelerogrammi sufficientemente rappresentativi e nella modellazione della struttura con particolare riferimento allo smorzamento ed al comportamento ciclico delle cerniere. Riteniamo pertanto che tale metodologia di analisi, benché consentita dalle NTC 08, non sia ancora sufficientemente matura per essere trasferita dall'ambito scientifico a quello applicativo professionale.

6. Regolarità strutturale

La regolarità è sicuramente uno degli obiettivi da perseguire nella progettazione strutturale, come discusso nel successivo capitolo 4, perché essa condiziona la qualità del comportamento della struttura e quindi il costo necessario per renderlo compatibile con i requisiti di sicurezza. Ma la regolarità condiziona anche la capacità di comprendere e valutare il comportamento e quindi la scelta del modello di calcolo da utilizzare ed il valore dei diversi parametri che intervengono nell'analisi.

I problemi connessi alla regolarità, o alla sua mancanza, sono stati oggetto di numerosi studi che hanno evidenziato la complessità dell'argomento ma contemporaneamente hanno fornito chiare indicazioni operative per affrontare questi problemi. Purtroppo la normativa europea e quella italiana, che in generale si collocano all'avanguardia, su questo specifico argomento non hanno recepito le indicazioni provenienti dalla comunità scientifica ed affrontano le problematiche della regolarità in maniera estremamente semplificata.

6.1. Regolarità in pianta

Per le NTC 08 (punto 7.2.2) vengono definiti *regolari in pianta* gli edifici che soddisfano tutte le seguenti condizioni:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

I requisiti elencati dall'Eurocodice 8 (punto 4.2.3.2) non sono molto diversi, salvo forse per l'aggiunta di un tentativo esplicito di limitare l'eccentricità strutturale, nonché per la presenza di indicazioni relative alle irregolarità dovuta a tamponamenti di muratura (punto 4.3.6.3).

Ma qual è il fine di questa definizione? A ben guardare, l'unica distinzione che l'Eurocodice 8 lega alla regolarità o mancanza di regolarità in pianta è la possibilità di utilizzare un modello strutturale piano (quindi di telaio piano anziché telaio spaziale). Una preoccupazione, questa, che fa sorridere, visto che oggi qualsiasi programma modella la struttura come telaio spaziale. In ogni caso, se il progettista ritiene che la struttura possa essere modellata come schema piano è giusto che questa sia una libera scelta, motivata dalla sua sensibilità strutturale. E infine, i requisiti elencati sopra c'entrano veramente con la possibilità di usare un modello piano?

Le NTC 08, poi, sembra proprio che non facciano riferimento nemmeno a questo, perché dicono esplicitamente che “il modello della struttura deve essere tridimensionale” (punto 7.2.6). L'unico riferimento alla mancanza di regolarità in pianta è dato nella definizione del rapporto α_u/α_1 , che in alcuni casi condiziona il valore del fattore di struttura. Ben modesto risvolto per un aspetto invece tanto importante.

I problemi connessi alla distribuzione degli elementi strutturali in pianta ed alla forma dell'impalcato sono altri, ed in particolare:

- possibilità di valutare il comportamento elastico mediante analisi statica anziché modale: edifici non regolari in pianta presentano rotazioni che non vengono sempre ben colti dall'analisi statica, specialmente nel caso di edifici torsionalmente deformabili; nel passato sono state proposte numerose formulazioni di eccentricità correttive da usare per rendere equivalenti i risultati dei due tipi di analisi;
- possibilità di valutare il comportamento non lineare mediante analisi elastica: il comportamento non lineare è in genere meno rotazionale di quello elastico; è stato proposto l'uso di altre eccentricità correttive o di schemi limite di pura traslazione per involuppare con analisi lineare il reale comportamento non lineare;
- definizione dei parametri base in edifici multipiano: il comportamento di schemi tridimensionali è condizionato dalla posizione dei centri di massa e di rigidezza (nonché di resistenza, per il comportamento non lineare); il concetto di rigidezza laterale, e quindi di centro delle rigidezze, non è immediato nel caso di schemi multipiano (esistono definizioni semplici ed efficaci, che però non hanno ancora avuto ampia diffusione nella comunità scientifica o professionale); analoghi problemi nascono per i concetti di resistenza laterale e di centro delle resistenze, introdotti in tempi più recenti perché le capacità di calcolo del passato limitavano molto la possibilità di svolgere estesi studi numerici sul comportamento non lineare di strutture reali;
- rigidezza e resistenza dell'impalcato: la modellazione standard di un edificio considera l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano e quindi come vincolo mutuo per i nodi del telaio spaziale; tale scelta può essere inficiata

da forme irregolari dell'impalcato ma anche da brusche variazioni di rigidità lungo l'altezza degli elementi strutturali.

6.2. Regolarità in altezza

Per le NTC 08 (punto 7.2.2) vengono definiti *regolari in altezza* gli edifici che soddisfano tutte le seguenti condizioni:

- a) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- b) massa e rigidità⁹ rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- c) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva¹⁰ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- d) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

I requisiti elencati dall'Eurocodice 8 (punto 4.2.3.3) sono analoghi, ma evitano di definire quantitativamente cosa sia un brusco cambiamento di massa o rigidità. Si osserva, a tale proposito, che i limiti delle NTC 08 comporterebbero, ad esempio, che un edificio con pilastri 30×70 ad un piano e 30×60 al piano superiore non è regolare, perché la riduzione di momento d'inerzia dei pilastri è del 37% (quindi maggiore del limite). L'Eurocodice 8 commette però l'errore di richiedere che masse e rigidità rimangano costanti o si riducano gradualmen-

⁹ Si noti però che non esiste una definizione di rigidità universalmente accettata.

¹⁰ La resistenza effettiva è la somma dei tagli nelle colonne e nelle pareti compatibili con la resistenza a presso flessione e a taglio dei medesimi elementi.

te dalla base alla sommità: si giungerebbe così all'assurdo che, ad esempio, l'aggiunta di un piccolo balcone o di un cornicione inesistente al piano sottostante renderebbe la struttura non regolare (perché la massa aumenta, sia pure di pochissimo). Fortunatamente questi requisiti sono classificati come regole applicative, non come principi, ed è quindi possibile gestirli col buon senso.

La regolarità in altezza viene messa in relazione col tipo di analisi da effettuare e col valore del fattore di struttura da utilizzare. Questo è corretto, ma sarebbe stato preferibile separare i due problemi:

- la possibilità di valutare il comportamento elastico mediante analisi statica anziché modale è legata alla distribuzione lungo l'altezza delle masse e delle rigidezze, aspetto citato al punto b) che è di per se sufficiente; i punti a) e d) potrebbero essere in qualche modo correlati, in quanto la variazione del sistema resistente condiziona la rigidezza, mentre i restringimenti influiscono sia sulle masse che sulle rigidezze;
- il fattore di struttura è condizionato dalla possibile concentrazione di plasticizzazioni ad un unico interpiano, che abbia resistenza nettamente inferiore a quella dei piani adiacenti, aspetto citato esclusivamente dal punto c).

Capitolo 4

CONCEZIONE STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

1. Evoluzione storica dell'edificio ad uso abitativo

L'edificio con struttura a telaio in cemento armato domina il paesaggio urbano della città contemporanea italiana. Questa tipologia strutturale costituisce l'ossatura portante dell'attuale edilizia diffusa. Se, come spesso avviene, questi edifici non producono buona architettura, sia su scala edilizia che urbanistica, questo non può essere addebitato alla tipologia strutturale, perché essa potenzialmente consente soluzioni di grande libertà compositiva e di larga compatibilità funzionale.

L'attuale tipologia non nasce improvvisamente, ma è frutto dell'evoluzione naturale delle precedenti tipologie strutturali. Tale evoluzione è stata determinata dalla diffusione del nuovo materiale strutturale (il cemento armato, appunto) e dalle tecniche costruttive connesse al suo utilizzo; il nuovo edificio è nato più in cantiere che sui tavoli da disegno degli ingegneri e degli architetti.

Se volgiamo lo sguardo al passato, possiamo osservare che la concezione strutturale dell'edificio in muratura è rimasta sostanzialmente inalterata per lunghissimo tempo. L'edificio era caratterizzato da impalcati costituiti da un insieme di archi e volte, oppure da solai piani isostatici con travi in legno. I carichi verticali venivano trasmessi dai solai, o da archi e volte, alle murature verticali, continue lungo tutta l'altezza del fabbricato. La differenza di carico, e quindi di deformazione, tra le murature ortogonali, unita all'effetto delle variazioni termiche, comportava la progressiva sconnessione delle croci di muro. Le eccentricità dei carichi conseguenti alle riseghe asimmetriche delle murature di perimetro, nonché le spinte orizzontali di archi e volte, determinavano la tendenza delle murature a ruotare verso l'esterno del fabbricato. I solai non erano in grado di contrastare questa progressiva disgregazione della compattezza originaria, non potendo esercitare alcun effetto di incatenamento efficace neppure

nella direzione delle travi, che erano semplicemente appoggiate in asole delle murature. Ciò è testimoniato dalla numerosa serie di dissesti di edifici in muratura, pur in assenza di sisma, spesso risolti con l'inserimento di elementi esterni di rinforzo (come barbacani, archi di contrasto tra edifici adiacenti, ecc.) o più recentemente con l'inserimento di catene in acciaio. Ancora maggiore era la vulnerabilità dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche. Il solaio, mal collegato ai muri e privo di apprezzabile rigidità nel suo piano, non era in grado di ripartire le azioni sismiche tra le diverse pareti e di consentire che quelle più rigide venissero in aiuto di quelle più vulnerabili. In queste tipologie, quindi, era molto elevato il rischio del collasso delle pareti fuori dal proprio piano, con conseguente crollo parziale o totale dell'edificio.

Il comportamento strutturale non subì alcuna significativa variazione con la sostituzione delle travi in legno con le prime travi metalliche, avvenuta a partire dalla fine dell'800. Al contrario, l'introduzione del cemento armato portò ad un rivoluzionamento sostanziale. Le prime applicazioni, a cavallo tra '800 e '900, consistettero nel realizzare impalcati in c.a. negli edifici in muratura. Si interrompeva così, per le modalità di getto dei solai, la continuità delle pareti verticali e tra due ordini di muratura veniva realizzata una cordolatura di piano. Con un tale impalcato, rigido e fortemente collegato alla scatola muraria, si introduceva, forse senza esserne pienamente consapevoli, un efficace sistema di incatenamento orizzontale che eliminava i problemi di eccentricità dovuti alla dissimmetria delle riseghe dei muri, ma soprattutto cambiava il comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche. L'impalcato era, infatti, in grado di riportare tali azioni agli elementi più rigidi, cioè alle pareti parallele alla direzione dell'accelerazione sismica (pareti di controvento), riducendo fortemente il rischio di crollo di pareti per azioni fuori piano. Inoltre, la presenza di piattabande in c.a. al di sopra delle aperture creava una fascia di piano flessor resistente. Nasceva in tal modo una nuova tipologia strutturale che, pur appartenendo in generale alla categoria di edifici in muratura, di fatto si potrebbe oggi definire come un insieme spaziale di telai piani, ciascuno dei quali costituito da una parete di controvento.

In parallelo, andava verificandosi un progressivo alleggerimento della struttura muraria. Risalgono alla seconda metà dell'800 le prime realizzazioni in cui le murature portanti interne erano sostituite con colonne in ghisa, in modo da consentire una maggiore libertà nella distribuzione degli ambienti. L'avvento del cemento armato permise di affidare, anche lungo il perimetro, i carichi verticali a pilastri in c.a. inglobati nelle pareti murarie, meno spesse ma pur sempre robuste. Per i limiti tecnologici (difficoltà a realizzare nodi monolitici) e teorici (incapacità di risolvere schemi a telaio) dell'epoca, le forze orizzontali venivano affidate al complesso di travi, pilastri e muratura, visto come trave reticolare a pareti piene (Fig. 1).

ESEMPIO II. — Edificio a due piani con doppia fila di ambienti, costruito in cemento armato con ossatura perfettamente irrigidita, riducibile per le verifiche di stabilità e resistenza ad un sistema a maglie triangolari.

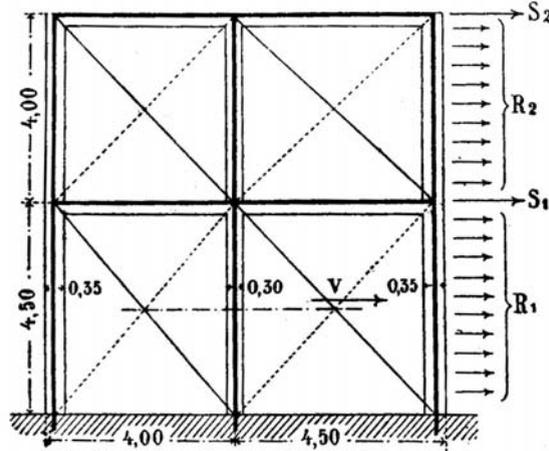


Fig. 1. Edificio intelaiato in c.a. con ossatura irrigidita dalla muratura¹

Solo in seguito si passò allo schema di telaio “flessionale”, in grado di assorbire azioni orizzontali in assenza di controventi (i metodi di Cross e Grinter per la risoluzione di telai risalgono agli anni '30). Ciò portò ad un aumento delle dimensioni dei pilastri, che dovevano portare la flessione conseguente alle azioni orizzontali, e ad una ulteriore riduzione di spessore delle pareti murarie, la cui funzione primaria diventava così quella di chiusura della scatola edilizia (pareti di tamponamento, tamponature o tompagnature), anche se la normativa sismica del 1935 ribadiva la possibilità di utilizzare lo schema di telaio irrigidito da murature. La sostituzione di pietra e mattoni pieni con laterizi alleggeriti portò ad un definitivo indebolimento della muratura, tanto da spingere la normativa sismica del 1962 ad escludere la possibilità di tener conto del contributo delle tamponature. L'abitudine a prendere in considerazione nel calcolo solo l'ossatura intelaiata nuda si è diffusa, ed ha portato a volte a problemi (come l'insorgere di dissimmetria in edifici a struttura simmetrica), tanto da spingere norme recenti a sottolineare che “il modello della struttura ... dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove appropriato² ... il contributo degli elementi non strutturali” (Ordinanza 3274/03, Allegato 2, punto 4.4). Le Norme Tecniche per le Costruzioni

¹ La figura è tratta dall'esempio di calcolo allegato alla “Relazione della Commissione incaricata di studiare e proporre norme edilizie obbligatorie per i comuni colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri anteriori” pubblicata sul Giornale del Genio Civile, 1909.

² Nel senso di “laddove è necessario tenerne conto, perché rilevante”.

2008 (punto 7.2.6) ribadiscono che tali elementi possono “essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello”.

2. Gli elementi che costituiscono l'edificio

Un edificio in cemento armato è un insieme di elementi strutturali (pilastri, travi, solai, scale, fondazioni) e non strutturali (tamponature, tramezzi) che interagiscono tra loro e con il terreno che ne costituisce il piano di posa. Per effettuare un calcolo rigoroso delle sollecitazioni nella struttura è essenziale descrivere questo insieme mediante un modello (*schema geometrico*) adeguato, o individuando più schemi limite che racchiudono i possibili comportamenti dell'oggetto in esame. Ma già nella fase di impostazione della struttura è importante comprendere bene in che modo le scelte effettuate possono condizionare il comportamento della struttura e la sua modellazione.

Nei paragrafi che seguono vengono discussi i principali problemi di comportamento per i diversi elementi che costituiscono l'edificio.

2.1. L'impalcato e i solai

Nell'illustrare l'evoluzione storica dell'edificio si è evidenziata l'importanza dell'impalcato, cioè del complesso costituito da travi e solai, come vincolo mutuo che ripartisce le azioni orizzontali (quella del vento e soprattutto l'azione sismica) tra gli elementi resistenti verticali. Non bisogna però dimenticare che l'impalcato ha, innanzitutto, la funzione di raccogliere il carico verticale, prevalentemente distribuito, e riportarlo alle fondazioni, tramite lo scarico solai-travi e travi-pilastri. Dovremmo anzi riflettere sul fatto che, nel corso dell'esistenza secolare dell'edificio, l'impalcato eserciterà la sua importante funzione sismica solo per brevi istanti, mentre per tutto il resto del tempo svolgerà la sua funzione, per così dire, ordinaria. È evidente quindi che tutto il bagaglio di esperienza nella progettazione dell'edificio non sismico vada conservata e valorizzata nell'ambito della sua più ampia funzione strutturale. La concezione strutturale dell'edificio soggetto a prevalenti carichi verticali trova ampia trattazione in altri testi³ e pertanto ci si limita qui a ricordare solo alcuni qualificanti aspetti progettuali riguardanti l'impalcato.

Mentre in altre nazioni, ad esempio negli Stati Uniti e nell'Europa settentrionale, è comune l'adozione di solai pieni, con orditura bidirezionale e compor-

³ M. Pagano, Teoria degli edifici, vol. II, Edifici in cemento armato, Liguori, Napoli, 1970.

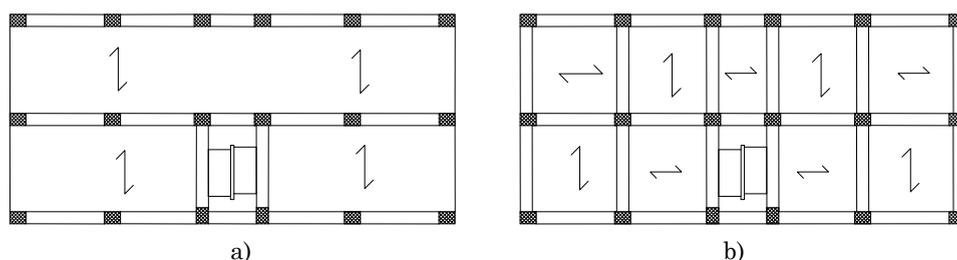


Fig. 2. Possibili orditure dei solai

tamento a piastra, in Italia è nettamente prevalente l'abitudine ad utilizzare solai alleggeriti con laterizi, con orditura unidirezionale. Nell'ambito della carpenteria si dovranno quindi individuare quali sono le travi destinate a portare tali elementi, che saranno quindi soggette a consistenti carichi verticali oltre a fungere da traversi dei telai sismo-resistenti. Si noti che in una progettazione per soli carichi verticali la convenienza economica a minimizzare il numero di travi porta necessariamente a mantenere il più possibile costante l'orditura dei solai (Fig. 2a). La necessità di disporre, in zona sismica, una doppia orditura di travi porta alcuni progettisti alla scelta di variare continuamente l'orditura dei solai (Fig. 2b). Anche se in tal modo si può ottenere una più uniforme distribuzione dei carichi sulle travi, si ritiene che tale scelta comporti complicazioni esecutive tali da rendere gli svantaggi prevalenti rispetto ai vantaggi.

Indipendentemente dalle problematiche sismiche, la geometria monodirezionale dei travetti non deve far trascurare il comportamento trasversale dei solai, importante per contrastare gli effetti delle variazioni termiche e del ritiro oltre agli effetti trasversali legati ai carichi verticali. L'impalcato è in sostanza configurato come un sistema di strisce di solaio contigue e parallele al sistema di travi trasversali ed assumono grande importanza i provvedimenti di cucitura trasversale, affidati non solo alla soletta armata ma soprattutto a nervature trasversali continue o parziali. Rimangono inoltre importanti i particolari costruttivi relativi agli sbalzi laterali (da ancorare al solaio retrostante), agli sbalzi d'angolo (preferibilmente da ancorare ad una trave di contrappeso) e quelli relativi all'apertura di fori di piccola o grande dimensione ed ai ribassamenti più spinti.

Oltre a rinviare ai testi fondamentali, nel capitolo 13 il lettore troverà alcuni classici particolari di carpenteria sviluppati nell'ambito di progetti didattici, dei quali si anticipano nella figura 3 le carpenterie esecutive.

Tornando ora alla funzione "sismica" degli impalcato, si è evidenziato che essi costituiscono un vincolo mutuo allo spostamento orizzontale tra i nodi da essi collegati. La rigidezza e la resistenza di un impalcato dipende sicuramente dalla modalità con cui esso è realizzato: ad esempio, i solai pieni a piastra armati in due direzioni ortogonali forniscono, di per sé, una elevata resistenza e

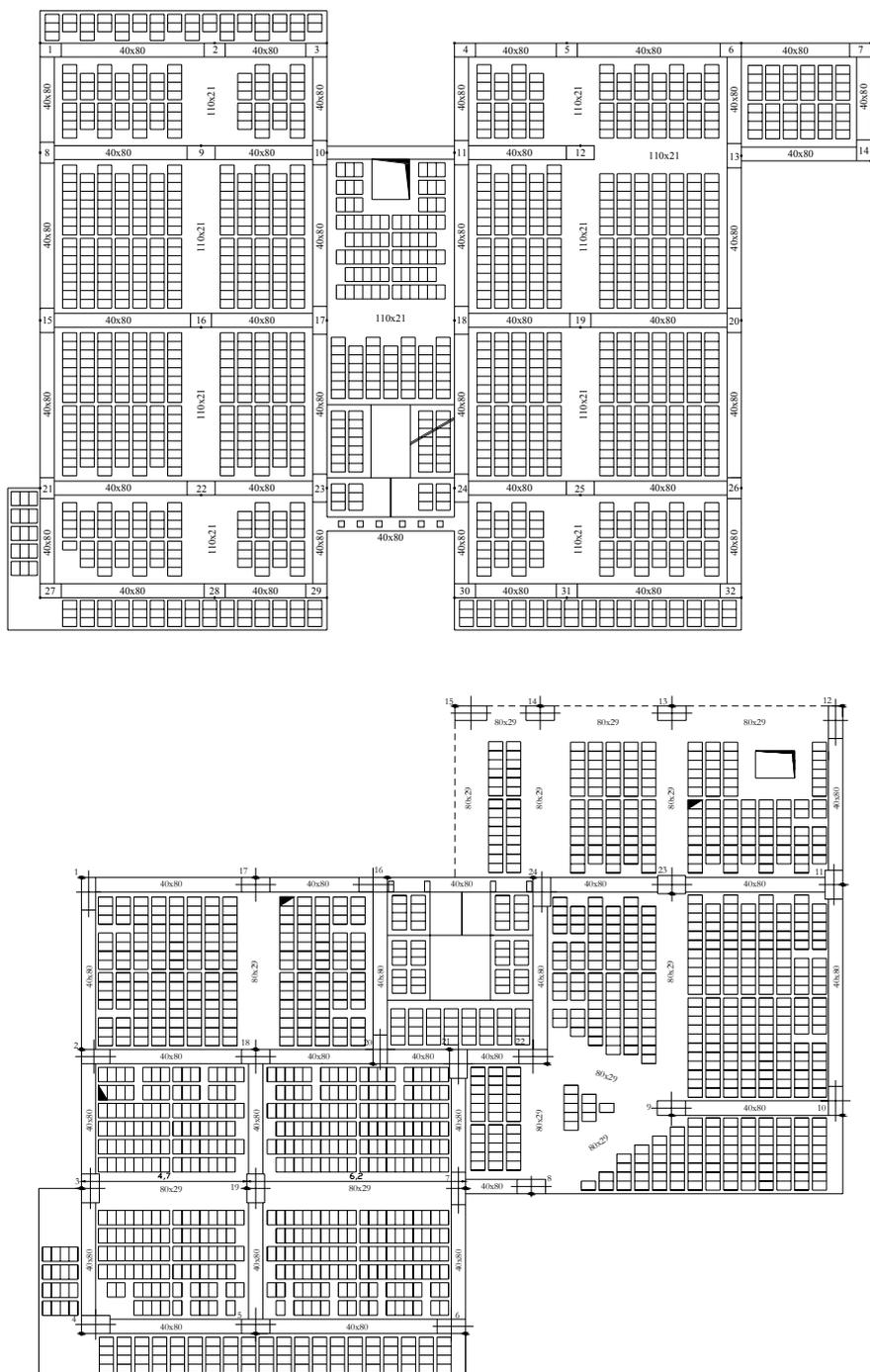


Fig. 3. Esempi di carpenteria

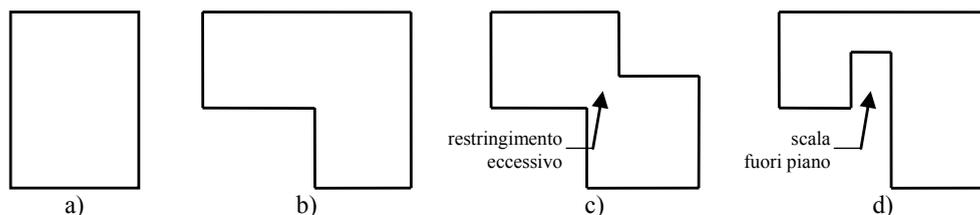


Fig. 4. Impalcati con forma compatta (a, b) e con indebolimenti consistenti dovuti a restringimento eccessivo (c) o elementi fuori piano (d)

rigidezza; i solai alleggeriti con laterizi (usati in Italia) richiedono, indipendentemente dagli eventuali cambi di orditura, una soletta di adeguato spessore e ben armata. Ma sono molto importanti anche la forma dell'impalcato e la distribuzione degli elementi resistenti principali. Una forma compatta (Fig. 4a) può essere indubbiamente utile a favorire la rigidezza e la resistenza dell'impalcato. La presenza di rientranze, anche di dimensioni percentualmente rilevanti (Fig. 4b), non pregiudica la rigidezza finché non vengono a crearsi zone di particolare restringimento (Fig. 4c). È importante che il giudizio sulla forma sia espresso escludendo tutti gli elementi che, pur visibili in pianta, non sono posti alla quota dell'impalcato (ad esempio le rampe e il pianerottolo di riposo della scala); in tal modo si evidenziano debolezze in edifici apparentemente compatti (Fig. 4d). La presenza di pochi elementi rigidi (come le pareti in c.a.) aggrava i compiti dell'impalcato; in particolare, una brusca variazione di posizione o dimensione di tali elementi da un piano all'altro può causare rilevanti ridistribuzioni dell'azione orizzontale e quindi sollecitazioni e deformazioni particolarmente elevate nell'impalcato.

È quindi importante concepire l'impalcato in maniera adeguata per portare azioni orizzontali ed effettuare sempre specifiche verifiche della sua rigidezza e resistenza, secondo quanto indicato più avanti nel testo. Le considerazioni geometriche fornite dalle normative, o dalla pratica tecnica, possono essere utili in fase di impostazione ma non possono sostituire le verifiche suddette. Se l'impalcato non è adeguatamente rigido (scelta fortemente sconsigliata) diventa necessario l'uso di un modello più complesso, che possa tener conto della sua deformabilità, o l'uso di modelli semplificati aggiuntivi per stimare in maniera cautelativa la variazione di comportamento indotta dalle deformazioni dell'impalcato. È inoltre essenziale curare specificamente i dettagli costruttivi per le zone meno resistenti dell'impalcato.

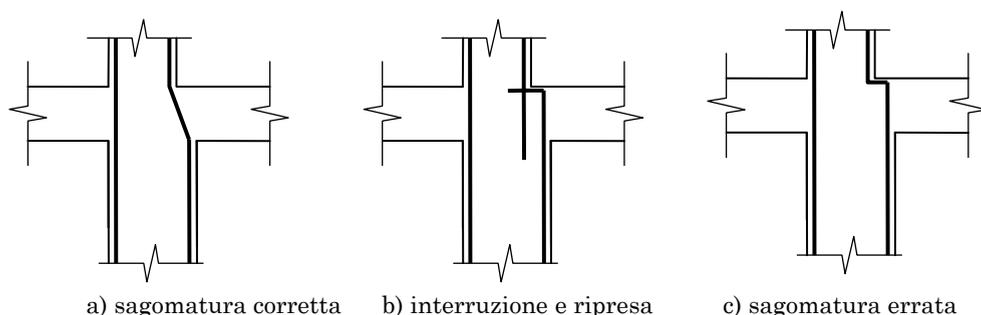
2.2. Le travi e i pilastri

L'insieme di travi e pilastri costituisce la parte essenziale della struttura di un edificio, schematizzabile, nella maniera più generale, come un insieme tridi-

mensionale di aste monodimensionali (telaio spaziale). La morfologia dell'edificio e la necessità di sopportare le due componenti orizzontali dell'azione sismica implicano un'organizzazione delle aste tale da consentire l'individuazione, nello schema spaziale, di sub-componenti rappresentabili come telai piani. Organizzare effettivamente la struttura con un doppio insieme di telai piani regolari, ortogonali tra loro, aiuta ad ottenere un buon comportamento nei confronti delle azioni sismiche (e in tal caso il modello di telaio spaziale fornisce risultati sostanzialmente coincidenti con quello di insieme spaziale di telai piani). Ma anche quando ciò non è pienamente possibile, ragionare in termini di telai piani è un modo semplice ed efficace per comprendere il comportamento della struttura ed organizzarlo in maniera ottimale.

I telai piani sono chiamati a raccogliere sia i carichi verticali che le azioni orizzontali, ma sicuramente con diversa "efficienza". Il telaio a maglie rettangolari, infatti, non costituisce la forma strutturale più idonea ad equilibrare le forze orizzontali. La maglia rettangolare è uno schema piuttosto deformabile ed impegna, per equilibrare le forze orizzontali, esclusivamente le risorse flessotaglianti delle aste (soprattutto dei pilastri), e non quelle estensionali. Nei telai in acciaio, dove l'alta resistenza del materiale conduce ad adottare aste di limitata sezione accentuando la deformabilità flessionale, si ricorre frequentemente ad irrigidimenti delle maglie con elementi diagonali (telai controventati). A favore della scelta del "telaio a maglie rettangolari", come schema resistente fondamentale, vi è la grande compatibilità funzionale della struttura con le più elementari esigenze architettoniche (apertura di porte, finestre ovvero creazioni di ampi spazi liberi) oltre alla continuità "storica" della tipologia strutturale in esame con il precedente edificio in muratura, di cui abbiamo sinteticamente parlato nel primo paragrafo di questo capitolo.

Acquisito questo giudizio di "sufficienza" per la soluzione adottata è opportuno riflettere sul fatto che la già limitata resistenza laterale dei telai si fonda sul presupposto fondamentale della monoliticità dei nodi. Nell'analisi strutturale dei telai si dà infatti generalmente per scontata l'ipotesi che tutte le aste che convergono nel nodo ruotino della medesima quantità (condizione di congruenza) e che sia le travi che i pilastri possano trasmettere momento flettente attraverso il nodo (condizione di equilibrio). Tale ipotesi, fondamentale per conferire rigidità laterale al telaio, deve essere assicurata curando con grande attenzione i particolari costruttivi relativi ai nodi. Le inevitabili riprese di getto, interruzioni delle armature e variazioni di sezione (riseghe dei pilastri) rischiano di inficiare la continuità strutturale indispensabile per attivare quel nodo rigido su cui confidiamo nella modellazione. Ad aumentare le difficoltà interviene anche l'addensarsi nel nodo delle armature longitudinali delle travi (generalmente presenti in entrambe le direzioni) e dei due ordini del pilastro. Ricordando infine che nel cemento sismico dobbiamo attenderci l'esteso (ma con-



a) sagomatura corretta b) interruzione e ripresa c) sagomatura errata

Fig. 5. Esempi di soluzioni corrette (a, b) ed errate (c) in caso di risega non simmetrica di un pilastro

trollato) utilizzo delle risorse plastiche, la struttura deve essere particolarmente resistente proprio nella zona “nodale”, per consentire che le cerniere plastiche si sviluppino all'estremità delle travi; la disgregazione e rottura del nodo è infatti una delle cause principali di crollo. La resistenza e la duttilità degli elementi in cemento armato è fortemente influenzata dall'azione di contenimento ed antidisgregatrice esercitata dalle staffe, ma l'addensarsi anche di queste armature sia in prossimità che all'interno del nodo aumenta l'impegno nel progettare i particolari costruttivi di tali elementi. È superfluo aggiungere che il successo dell'operazione investe fortemente anche la fase realizzativa, con conseguente coinvolgimento delle competenze del direttore dei lavori e del collaudatore in corso d'opera ed in genere di tutte le maestranze tecniche (Fig. 5).

Ottenuta ragionevole fiducia sull'effettivo funzionamento del telaio sotto l'azione di forze orizzontali, occorre riportare l'attenzione sui diversi aspetti che possano influire sulla rigidezza o sulla resistenza dello schema. Indipendentemente da definizioni precise, che verranno fornite in capitoli successivi, è abbastanza intuitivo il concetto di rigidezza laterale (cioè nei confronti di forze orizzontali) del telaio. Si comprende facilmente che, a parità di sezione dei pilastri, la presenza di una trave a spessore determina una rigidezza sensibilmente minore rispetto a quella fornita da una trave emergente. Così pure, a parità di sezione dei pilastri (generalmente di forma rettangolare) maggiore rigidezza c'è da attendersi dall'orientamento dei pilastri nel piano del telaio. In definitiva il maggiore contributo all'assorbimento del tagliante sismico è fornito dai telai con travi emergenti e pilastri orientati, per così dire, di coltello.

Per quanto attiene la resistenza delle aste ci si limita qui a ricordare che oltre alle dimensioni geometriche della sezione hanno rilevanza le quantità di armature adottate, non sempre corrispondenti alle strette necessità derivanti dal calcolo. È fondamentale tener presente il principio di gerarchia delle resistenze, che evidenzia quanto possa essere dannoso per i pilastri, e quindi per il comportamento complessivo dello schema strutturale, un incremento delle armature

all'estremità delle travi rispetto ai valori di calcolo. Occorre inoltre preservare eventuali utili simmetrie geometriche, mantenendo tali simmetrie anche nella distribuzione delle armature ed evitando quindi di alterare quelle caratteristiche di regolarità geometrica con inopportune disuniformi armature. Occorre infatti ricordare che il modello elastico esprime solo un comportamento convenzionale (effettivo per modesti fenomeni sismici) mentre in caso di terremoti violenti il comportamento strutturale dipenderà dalla distribuzione delle plasticizzazioni.

2.3. La struttura della scala

La scala svolge la funzione di collegare i diversi impalcati dell'edificio. Tale ruolo diviene strategico in caso di sisma violento, per l'evacuazione in sicurezza degli abitanti del fabbricato. Di conseguenza sarebbe auspicabile che la scala fosse più resistente delle altre strutture del fabbricato; ma nel contempo è opportuno che tale sovrarresistenza non determini una maggiore rigidità con conseguente maggiore impegno sismico. Si ricorda sempre che lo scenario atteso, in caso di terremoto violento, è una estesa plasticizzazione della struttura che potrebbe rendere problematica l'agibilità della scala.

Sotto l'aspetto della geometria strutturale la scala rappresenta in genere un elemento di irregolarità nella trama del telaio spaziale. Passiamo quindi in rassegna sotto questo profilo le soluzioni strutturali più diffuse, per orientare la scelta con particolare attenzione ai problemi sismici.

a) Scala con travi a ginocchio e gradini a sbalzo

Lo schema si caratterizza per la presenza della trave a ginocchio (da cui fuoriescono a sbalzo i gradini), che crea uno schema trapezio (o triangolare, nel caso di arretramento del pilastro) nella maglia del telaio. Questa configurazione determina un notevole irrigidimento del telaio con conseguente amplificazione di sollecitazioni. Si osservi infatti come i pilastri corrispondenti al pianerottolo di riposo vengono interrotti a metà dell'interpiano dall'innesto della trave a ginocchio. A parità di deformazione laterale la maglia di telaio si presenta dunque nettamente più rigida rispetto alla maglia rettangolare. Ipotizzando uno schema "alla Grinter", ossia trascurando le rotazioni dei nodi, la rigidità laterale varia col cubo della lunghezza dell'asta. La dimezzata altezza dei ritti rende quindi questi ultimi otto volte più rigidi, con corrispondente incremento della sollecitazione tagliante, mentre i momenti flettenti crescono di quattro volte. Risultati analoghi si hanno anche con schemi reali, con travi deformabili (Fig. 6). Non va parimenti sottovalutata l'irregolarità del telaio trasversale, che ospita nel suo piano la trave di testata del pianerottolo di riposo. Tale trave, collocandosi a metà altezza dell'interpiano determina ancora uno schema con pilastri tozzi, anche se la mancanza di tratti inclinati rende meno gravoso l'incremento di rigidità.

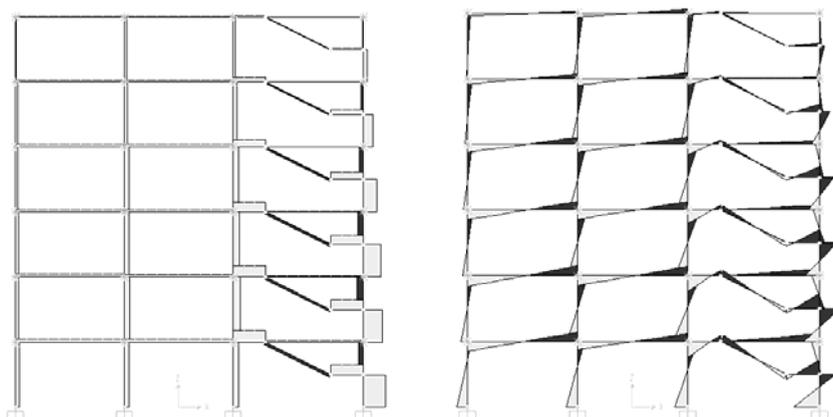


Fig. 6. Tagli e momenti in un telaio con trave a ginocchio per azioni orizzontali con distribuzione triangolare

Questa tipologia può essere utile quando si voglia costituire un nucleo rigido che, planimetricamente, dovrebbe collocarsi in una posizione simmetrica. Occorre però affrontare problemi non indifferenti per garantire agli elementi una adeguata resistenza.

La stessa tipologia può invece essere adottata tranquillamente in zona sismica nei casi in cui la gabbia scala sia giuntata rispetto alle altre parti del fabbricato. In tal caso, infatti, la rigidità della gabbia non implica l'assunzione di aliquote di spinta superiori alla propria massa.

b) Scala a soletta rampante

In questo caso le rampe si configurano come strisce di solaio rampanti. Gli strumenti a disposizione nel passato non consentivano di tenerne conto agevolmente in un modello globale della struttura. Si trascurava quindi il loro contributo irrigidente ai telai nella direzione delle rampe, non essendo esse rappresentabili come travi inclinate. Veniva invece considerato l'effetto sul telaio trasversale ove la trave di testata, su cui poggiano le rampe, si colloca a metà altezza creando anche in questo caso dei pilastri più rigidi. Modellazioni più raffinate, oggi possibili, mostrano che il collegamento tra impalcati effettuato dalle solette rampanti, unite nel pianerottolo di riposo, costituisce un irrigidimento non trascurabile, specie nel caso di edifici non particolarmente alti.

c) Scala a soletta rampante asismica ("alla Giliberti")

Questa tipologia si richiama all'insegnamento del prof. Giliberti che ne fu probabilmente l'inventore ma soprattutto colui che negli anni '80 la propose⁴ con

⁴ Si veda il testo: A. Giliberti, Una più razionale struttura della scala per edifici in zona sismica, CUEN, Napoli, 1987 (riportato anche nel cd allegato al presente volume).

piena razionalità. Si tratta ancora di una soletta rampante le cui due rampe però non poggiano direttamente sulla trave di testata del pianerottolo di riposo (che rimane quindi al livello dell'impalcato) ma su di un tronco di trave rispettivamente appeso (ovvero appoggiato) alla suddetta trave di testata mediante due pilastrini. Il pianerottolo di riposo viene realizzato separato in due parti mediante un giunto e ciascuna delle due rampe rimane quindi solidale all'impalcato al quale è collegata senza che insorgano significative sollecitazioni quando si verifica una traslazione relativa dei due piani. Con questa tipologia strutturale si evita ogni effetto irrigidente nei telai longitudinali e trasversali che confinano il corpo scala. Sotto il profilo sismico questa tipologia appare la più opportuna anche se la presenza dei pilastrini secondari limita la possibilità di apertura di vani finestra sui pianerottoli di riposo.

Un ulteriore vantaggio statico si consegue con questa tipologia in termini di rigidezza e resistenza dell'impalcato, perché anche la trave di testata tradizionalmente disposta a livello del pianerottolo di riposo rimane invece nel piano dell'impalcato. Questo effetto sarà più attentamente valutato nel capitolo dedicato alla verifica di resistenza e rigidità dell'impalcato.

2.4. Il sistema fondale

Il sistema di telai collegati dagli impalcati costituisce la struttura in elevazione, che tradizionalmente era quasi sempre considerata vincolata alla base dei pilastri mediante “incastri perfetti”. Con questa posizione, a volte impropriamente data per scontata, si intendeva in realtà compiere una precisa e motivata scelta progettuale, legata non tanto alla conseguente semplificazione del calcolo quanto a precise esigenze strutturali. È infatti importante che la struttura sia vincolata alla base mediante un sistema fondale tanto più rigido del sistema in elevazione da poter disaccoppiare il calcolo dei due sistemi, considerando quest'ultimo rigidamente vincolato alla base.

La rigidezza del sistema fondale assicura innanzitutto il contenimento dei cedimenti differenziali verticali che produrrebbero indesiderate sollecitazioni nei telai; essa inoltre limita drasticamente la rotazione alla base dei pilastri, riducendo la deformabilità dei telai al primo ordine. La limitazione delle rotazioni, sempre importante, diventa addirittura essenziale negli schemi con pareti.

In zona sismica occorre inoltre considerare un'ulteriore esigenza: contrastare gli spostamenti relativi orizzontali delle basi dei ritte, prodotti dalla asincronia delle oscillazioni sismiche tra punti diversi della fondazione. Tale azione di contrasto determina la necessità di collegare nelle due direzioni principali le fondazioni con travi che si oppongano a tali spostamenti relativi mediante la loro rigidezza estensionale.

Sotto il profilo della storia della tecnica costruttiva possiamo rilevare come in definitiva il sistema fondale abbia sostanzialmente conservato le dimensioni

massive delle fondazioni degli edifici in muratura, mentre la struttura in elevazione è divenuta molto più esile.

Qui di seguito si passano brevemente in rassegna le tipologie strutturali più comunemente impiegate in zona sismica. Gli aspetti innanzi citati, e più in generale il problema dell'interazione tra il sistema in elevazione e quello fondale, sono approfonditi sotto dal punto di vista quantitativo nel capitolo 9.

a) Plinti diretti isolati, con travi di collegamento

L'accorto dimensionamento dei plinti, che assicura una uniforme pressione sul terreno, limita i cedimenti differenziali verticali (minimo è invece il contributo a tale limitazioni fornito dalle travi di collegamento). Il momento flettente trasmesso dai ritti si ripartisce tra il plinto ed il sistema di travi assicurando complessivamente la rigidità flessionale di base. La rigidità estensionale delle travi di collegamento evita gli spostamenti orizzontali relativi.

b) Plinti su pali isolati, con travi di collegamento

Il sistema, come nel caso a), assicura la rigidità complessiva di base. Il vincolo alla rotazione è garantito già dai soli plinti su pali, quando il numero di pali è pari o superiore a tre.

c) Reticolo di travi rovesce

La scelta di una sezione trasversale della trave di fondazione con inerzia molto maggiore (si consiglia più di quattro volte) della somma delle inerzie delle travi in elevazione, assicura l'incastro flessionale di base. L'uniformità delle pressioni sul terreno (garantita dalla rigidità della trave) limita i cedimenti differenziali verticali mentre quelli orizzontali sono efficacemente contrastati dalla rigidità estensionale delle stesse travi di fondazione organizzate secondo uno schema reticolare.

d) Platea

In questo caso la continuità e l'impedimento agli spostamenti orizzontali è garantito dalla geometria stessa della fondazione. Occorre però prestare cura alla rigidità, cosa che può essere ottenuta o aumentando considerevolmente lo spessore della platea o realizzando una platea nervata.

3. Principi fondamentali della progettazione strutturale

I paragrafi precedenti hanno evidenziato lo sviluppo tecnologico e scientifico che ha condotto alla tipologia strutturale esaminata in questo testo, cioè l'edificio a struttura intelaiata in cemento armato, ed alle problematiche di comportamento legate agli elementi che lo compongono. Quando si trova di fronte ad un oggetto già compiutamente definito, sia esso un edificio già realizzato o una

nuova costruzione con struttura già completamente delineata, il progettista strutturale chiamato a valutare la capacità di questo a resistere agli eventi sismici deve definire un modello numerico (della struttura, dei carichi e dell'azione sismica) sulla base del quale formulare il giudizio. Già questo sottolinea l'importanza del ruolo del professionista, che utilizzerà i programmi di calcolo solo come strumento per la risoluzione del modello da lui scelto. Ma il progettare ex-novo una struttura richiede qualcosa in più, la capacità di “concepire” la struttura (si noti il significato multiplo della parola *concepire*, che indica sia il *generare* che il *comprendere* o *immaginare*) in modo tale da garantire per essa il comportamento migliore e più affidabile durante l'evento sismico. La qualità della progettazione strutturale si gioca forse proprio su questi due termini: bontà del comportamento e affidabilità del comportamento (o, meglio, affidabilità del giudizio del progettista sul comportamento).

Un buon tentativo di formulare i principi che governano la “concezione” della struttura può essere ritrovato nell'Eurocodice 8 (punto 4.2.1) che indica come aspetti fondamentali:

- la semplicità strutturale;
- l'uniformità, unita alla simmetria;
- la resistenza e la rigidezza in due direzioni ortogonali;
- la resistenza e la rigidezza torsionale;
- la resistenza e rigidezza dell'impalcato;
- l'adeguatezza delle fondazioni.

Il prestare attenzione ad essi consente di ottenere un miglior comportamento della struttura, anche in presenza di azioni sismiche più forti di quelle aspettate, ma garantisce anche l'affidabilità dei risultati forniti dal modello utilizzato per la struttura e per le azioni.

Tutti gli aspetti sopra indicati sono a volte riassunti in un unico termine, *regolarità strutturale*. Questa sintesi può essere ben accolta, purché sia chiara la vasta gamma di problemi che sono dietro ad una sola parola. Il termine “regolarità” non deve essere banalizzato associandolo a prescrizioni operative semplici ma slegate da problematiche concrete e quindi prive di reale significato, come purtroppo tendono a fare alcune normative sismiche. Si dovrebbe, piuttosto, definire “regolare” un edificio – o una struttura – il cui comportamento sismico può essere previsto mediante modelli standard per la geometria, per il comportamento meccanico e per l'analisi. E, con tale spirito, si dovrebbe parlare di regolarità, o di mancanza di regolarità, solo mettendo in relazione comportamento e modello di calcolo. Ogni problema comportamentale deve dar luogo a specifici “criteri di regolarità” che devono essere soddisfatti per poter usare modelli più semplici ed il cui mancato rispetto rende necessaria una modellazione più complessa, con maggiore incertezza sulla valutazione del comportamento oltre che con un peggioramento del comportamento stesso.

Semplicità strutturale

È forse il caso di sottolineare che semplicità non vuol dire banalità. Il termine è infatti usato soprattutto per indicare l'esistenza di percorsi chiari e diretti nella trasmissione dei carichi (verticali o sismici) agenti sulla struttura. Per esempio, con riferimento ai soli carichi verticali, un elemento curvilineo come l'arco (anche portato ai suoi estremi, come nelle fantasiose strutture di Gaudì) è addirittura più semplice di un portale formato da trave e pilastri, perché segue direttamente il flusso tensionale provocato dai carichi.

In generale, la semplicità diminuisce i problemi in fase di costruzione e di definizione dei dettagli esecutivi, semplifica il dimensionamento, la modellazione e l'analisi e quindi rende meno incerta la predizione del comportamento della struttura. Per fare un esempio di mancanza di semplicità, si consideri un pilastro che poggia su una trave e non direttamente su un pilastro sottostante. Già di per sé questo implica forti sollecitazioni nella trave, sia flessionali che taglianti, e la necessità di curare particolarmente la disposizione delle barre longitudinali e delle staffe. Ma occorre prestare molta attenzione anche all'abbassamento del punto di contatto trave-pilastro, per le conseguenze che questo potrebbe provocare su tutta la struttura sovrastante. E il modello di calcolo deve tener conto correttamente di questo spostamento, cosa forse ormai scontata ma che fino a non troppi anni fa poteva mettere in luce i limiti dei programmi di calcolo.

Uniformità e simmetria

Col termine "uniformità" si intende una diffusa ed oculata distribuzione degli elementi resistenti, sia in pianta che lungo l'altezza. La presenza di elementi resistenti diffusi, come avviene in particolare nelle strutture intelaiate, consente una più immediata trasmissione delle azioni sismiche. Al contrario, la presenza di pochi elementi resistenti, ad esempio pareti in c.a., può cementare notevolmente le parti dell'edificio (specificamente, gli impalcati) che devono trasmettere l'azione dal punto in cui essa nasce (le masse che subiscono l'accelerazione del sisma) a quello in cui essa viene assorbita. Avere un gran numero di elementi resistenti aumenta inoltre l'iperstaticità del sistema, e ciò ha in genere effetti positivi sulla sua duttilità globale.

Una diffusa ed oculata distribuzione degli elementi in pianta evita il rischio di forti rotazioni planimetriche durante l'evento sismico, che potrebbero mandare anticipatamente in crisi gli elementi perimetrali, riducendo così la duttilità globale del sistema. Se l'edificio è sostanzialmente simmetrico, mantenere la simmetria anche per la struttura è la soluzione più ovvia per garantire tale risultato. Ma anche in caso di piante articolate e non simmetriche, ad esempio con forma a L, è opportuno curare la disposizione degli elementi resistenti correlandola con quella delle masse, in modo da rendere minima la rotazione planimetrica degli impalcati.

L'uniformità nello sviluppo verticale dell'edificio è altrettanto importante, perché consente di evitare la concentrazione di sforzi in singoli piani, che potrebbe portare a forti richieste di duttilità localizzate e quindi ad una riduzione della duttilità globale. Si pensi ad esempio al cosiddetto "piano sofficce", nel quale si possono formare cerniere plastiche mentre il resto della struttura rimane in campo elastico.

Occorre preoccuparsi dell'uniformità sia con riferimento alla rigidezza che alla resistenza. Solo per citare un esempio, la presenza di una scala con travi a ginocchio può essere particolarmente negativa, perché l'irrigidimento dovuto alla presenza di una trave inclinata ed alla corrispondente riduzione della lunghezza del tratto di pilastro libero di deformarsi flessionalmente è veramente elevato, mentre difficilmente si potrà garantire un corrispondente incremento di resistenza.

Anche l'uniformità degli elementi non strutturali dotati di rigidezza non trascurabile (come le pareti di tamponamento) deve essere curata dal progettista. Una loro presenza diffusa è in genere di aiuto alla struttura, mentre una distribuzione non regolare, planimetricamente o lungo l'altezza, potrebbe alterare sensibilmente il comportamento (elastico o inelastico) previsto per la struttura "nuda".

Resistenza e rigidezza in due direzioni ortogonali

L'accelerazione orizzontale conseguente ad un evento sismico non ha mai una direzione ben precisa e deve essere sempre considerata come costituita da due componenti ortogonali, di intensità variabile in maniera non correlata. Per garantire che la struttura dell'edificio sia in grado di resistere ad azioni orizzontali comunque orientate è opportuno organizzare in pianta gli elementi resistenti secondo una maglia ortogonale.

La progettazione deve garantire una adeguata resistenza in ciascuna delle due direzioni, per limitare il rischio di collasso strutturale. Ma deve curare anche la rigidezza, sia per gli effetti che essa ha nella risposta dinamica della struttura (anche in relazione alle caratteristiche del suolo), sia evitare che spostamenti eccessivi producano fenomeni di instabilità dovuti agli effetti del secondo ordine o causino danneggiamento eccessivo degli elementi non strutturali. Anche se questo obiettivo può essere raggiunto separatamente per le due direzioni, è opportuno cercare di ottenere rigidezze e resistenze comparabili nelle due direzioni, per ottenere garanzie di un comportamento spaziale della struttura migliore e più facilmente valutabile, in qualunque direzione essa sia sollecitata.

Resistenza e rigidezza torsionale

Parlando di uniformità si è sottolineata l'importanza di disporre gli elementi resistenti in maniera tale da evitare dissimmetria, per minimizzare gli effetti

torsionali (planimetricamente). Tali effetti non possono però essere del tutto evitati, se non altro per le incertezze sull'entità e posizione dei carichi variabili. Diventa quindi essenziale garantire alla struttura una adeguata rigidità torsionale, in modo da evitare un comportamento dinamico che esalti le rotazioni planimetriche. Analogamente, deve essere conferita una elevata resistenza torsionale per evitare che il superamento del limite elastico inneschi rilevanti fenomeni rotazionali.

Si noti che la sostanziale coincidenza tra raggio d'inerzia delle rigidità e delle masse, ottenuta con una distribuzione planimetrica delle rigidità perfettamente corrispondente alla distribuzione delle masse, non è, da questo punto di vista, ottimale. È invece consigliabile maggiorare la rigidità degli elementi più eccentrici, ad esempio orientando opportunamente i pilastri di bordo.

Questo aspetto può diventare critico nel caso vi siano pochi elementi resistenti. Ad esempio, affidando la resistenza all'azione sismica a pareti in c.a. poste intorno a un vano scala ubicato al centro dell'edificio si ottiene un buon comportamento traslazionale ma un pessimo comportamento rotazionale. In casi del genere è quindi consigliabile disporre sempre almeno qualche parete in posizione eccentrica (sempre nel rispetto della simmetria).

Resistenza e rigidità dell'impalcato

Il ruolo degli impalcati nel comportamento sismico degli edifici è importante, perché essi trasmettono l'azione sismica dal punto in cui insorge (le singole masse) al punto in cui viene assorbita (gli elementi resistenti) ed assicurano che tutti gli elementi partecipino a contrastare l'azione orizzontale. Inoltre, la rigidità planimetrica dell'impalcato semplifica notevolmente l'analisi dinamica: avendo solo tre gradi di libertà per piano il numero di modi di oscillazione libera della struttura è abbastanza basso ed è facile cogliere quali siano quelli più rilevanti. Viceversa, una struttura con impalcato deformabile presenta un numero elevatissimo di modi e cresce il rischio di trascurare contributi fondamentali (oltre ad aumentare l'onere computazionale e di controllo).

Come già indicato nel paragrafo 2.1, la rigidità e la resistenza dell'impalcato possono diventare critici – e richiedono quindi una particolare attenzione – quando il numero di elementi destinati a contrastare l'azione sismica è basso (come in presenza di pareti in c.a. o di telai in acciaio controventati), quando la rigidità di tali elementi varia da un piano all'altro in maniera brusca e planimetricamente disuniforme o quando l'impalcato stesso ha una configurazione non compatta o con ampi fori (come quelli esistenti in prossimità delle rampe di scala, che sono elementi fuori dal piano dell'impalcato).

Adeguatezza delle fondazioni

Le fondazioni hanno grande importanza già per soli carichi verticali, perché devono evitare cedimenti che potrebbero cementare la struttura in modi impre-

visti, oltre a danneggiare gli elementi non strutturali. Come già evidenziato nel paragrafo 2.4, in zona sismica esse devono garantire una uniforme trasmissione dell'azione sismica alla struttura, evitando spostamenti orizzontali localizzati che potrebbero incrementare notevolmente la flessione nei pilastri. È inoltre opportuno che esse forniscano alla struttura sovrastante un adeguato grado di incastro. Per tale motivo, in caso di fondazioni ad elementi separati (plinti) è opportuno collegare questi elementi con apposite travi, o realizzare una platea di sottofondazione adeguatamente armata. Nel caso di struttura con pareti in c.a. diventa particolarmente critica la rigidezza delle fondazioni, che andrebbero preferibilmente realizzate mediante una struttura scatolare di adeguate dimensioni. Una insufficiente rigidezza delle fondazioni riduce il contributo delle pareti e rende necessario tener conto in maniera più rigorosa dell'interazione terreno-fondazione-struttura.

Capitolo 5

DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA

1. Collocazione del progetto strutturale nel processo edilizio

Il progetto strutturale dovrebbe accompagnare fin dall'inizio l'iter progettuale edilizio. Già a partire dalle scelte su scala urbanistica (localizzazione dei nuovi insediamenti e definizione delle tipologie edilizie) esiste la necessità di tenere in considerazione le esigenze strutturali, specialmente ora che le zone sismiche coprono l'intero territorio nazionale. Questa esigenza ovviamente aumenta quando il progetto investe la scala edilizia, perché gli aspetti architettonici della costruzione devono confrontarsi con quelli funzionali, impiantistici e strutturali.

Occorre tuttavia prendere atto che nella prassi professionale questo parallelismo e sinergia tra i diversi aspetti del progetto edilizio, sicuramente auspicabili, sono spesso disattesi, rendendo a volte difficile una piena razionalizzazione del processo decisionale. È infatti consuetudine che il "momento" del progetto strutturale si concretizzi nella fase esecutiva, quando cioè, ottenuta l'autorizzazione amministrativa (permesso a costruire) sulla base di un progetto architettonico che definisce le forme, i volumi e le funzioni della costruzione, si decide di realizzare l'edificio. Le difficoltà ed i tempi lunghi per ottenere la suddetta autorizzazione e la sua stessa rigidità (l'apertura di una finestra o il suo spostamento richiedono l'approvazione di una variante al permesso di costruzione) pongono in tal caso un serio limite alle modifiche che possono emergere in relazione ai problemi strutturali. Il progettista si trova quindi a dare consistenza strutturale ad una forma rigidamente già definita, con gravi vincoli al suo lavoro e spesso con l'impossibilità di ottimizzare il comportamento della struttura.

In effetti, molte scelte che si compiono nell'impostazione di massima del progetto architettonico sono strategiche sotto l'aspetto strutturale. Importanti sono, ad esempio, la forma planimetrica dell'edificio e la posizione del vano scala: piante non simmetriche, come quelle ad L, a T ed a C, e scale collocate in posizione perimetrale possono portare a forti eccentricità tra le masse e le rigi-

dezze e quindi creare, in situazioni sismiche, sensibili problemi di rotazione torsionale del fabbricato. Molto vincolante può essere il contorno della pianta: sbalzi, arretramenti e sporgenze (non sempre motivati da particolari esigenze formali) possono impedire quella regolarità, in termini di luci di travi e solai e di uniforme distribuzione dei pilastri, che risulta particolarmente utile anche per l'impostazione del sistema fondale. Anche le scelte che riguardano l'andamento altimetrico della costruzione si possono rivelare condizionanti per gli aspetti strutturali: ad esempio, la presenza di un piano a portico, libero da tamponature, può penalizzare notevolmente la duttilità globale della struttura, necessaria per una buona risposta in caso di sismi violenti.

Il progettista strutturale deve spesso convivere con questi condizionamenti e limiti, cercando di dare regolarità e razionalità strutturale ad una costruzione formalmente irregolare. Ad evitare ciò, è importante che il progettista architettonico, anche se non particolarmente esperto di analisi e calcolo strutturale, sia sufficientemente consapevole del comportamento sismico dell'edificio, non per imbrigliare la sua libertà compositiva ma per valutare con cognizione di causa le conseguenze delle sue scelte fondamentali. Le indicazioni del paragrafo che segue, anche se riportate a titolo esemplificativo con riferimento a planimetrie già definite, mirano quindi a consentire anche ai progettisti architettonici di comprendere le ragioni della struttura.

2. Impostazione della carpenteria

2.1. Problematiche generali

Immaginiamo, come avviene in molti casi, di dover affrontare il progetto strutturale di un edificio in zona sismica già definito, dal punto di vista planovolumetrico, da un progetto architettonico difficilmente modificabile. La prima operazione, che determina le più importanti scelte progettuali, è l'impostazione della carpenteria, cioè l'individuazione dell'orditura dei solai e della posizione di travi e pilastri. Il procedimento è analogo a quanto viene fatto per gli edifici soggetti prevalentemente a carichi verticali. La sostanziale differenza consiste nella necessità di realizzare una struttura in grado di sopportare, oltre ai carichi verticali, anche le forze orizzontali agenti in due direzioni ortogonali che simulano l'effetto del sisma. Gli obiettivi cui tendere nell'impostazione della carpenteria sono, come già detto nel capitolo precedente, la semplicità e regolarità, necessarie per una migliore comprensione del comportamento strutturale e per una uniformità di sollecitazione degli elementi strutturali.

Se la forma planimetrica non appare idonea, occorre innanzi tutto valutare se, per recuperare regolarità e simmetria, non sia opportuno dividere il fabbricato in blocchi, staticamente separati da giunti, ciascuno dotato di una forma

più semplice. Ove ciò non sia possibile, o non appaia conveniente perché porta ad una frammentazione eccessiva dell'edificio, si dovrà cercare di correggere, con un'opportuna distribuzione delle rigidezze, le potenziali eccentricità tra il baricentro delle masse (individuabile nel centro geometrico della figura) e quello delle rigidezze.

In questa decisione preliminare interviene anche l'impostazione della struttura della scala. La soluzione con travi a ginocchio introduce elementi molto rigidi, con conseguente concentrazione delle sollecitazioni e riduzione della duttilità globale, particolarmente pericolosa anche perché la scala è strategica per l'evacuazione del fabbricato. Questo nucleo rigido può inoltre creare una forte asimmetria nella distribuzione delle rigidezze. Tale soluzione andrebbe quindi presa in considerazione solo se il corpo scala è un blocco indipendente, giuntato dal resto del fabbricato. L'adozione di una soletta rampante è sicuramente una soluzione più idonea in zona sismica. Infatti, l'unica alterazione che essa produce rispetto alla regolarità degli altri telai (trave di testata a quota intermedia, in corrispondenza del pianerottolo di riposo) non influisce in maniera sensibile sulla rigidezza complessiva. In verità, la soletta costituisce comunque un collegamento tra due impalcati successivi, del quale in passato non si teneva conto nel calcolo, ma che può avere invece un'influenza non trascurabile, specie in caso di collocazione non simmetrica. È quindi indubbiamente preferibile la variante "alla Giliberti", illustrata nel capitolo precedente, che mantiene separate le due rampe e quindi svincolati gli impalcati; in essa, inoltre, la collocazione a livello del piano della trave di testata che regge il pianerottolo di riposo contribuisce alla rigidezza e resistenza planimetrica dell'impalcato.

2.2. Criteri per l'impostazione della carpenteria

Negli edifici con pareti o nuclei in cemento armato la resistenza alle azioni sismiche è affidata sostanzialmente a questi elementi, mentre travi e pilastri sono sollecitati principalmente dai carichi verticali. In prima approssimazione i due aspetti (azioni orizzontali e carichi verticali) possono quindi essere esaminati separatamente. Le pareti e i nuclei, destinati a portare le azioni orizzontali, devono essere disposti in pianta in modo da garantire una buona rigidezza torsionale (è quindi sconsigliabile l'uso di un singolo nucleo posto al centro dell'edificio) e da evitare eccentricità. I pilastri possono essere dimensionati pensando principalmente ai soli carichi verticali. Occorre però tenere presente che ai piani superiori le pareti tendono a deformarsi molto per effetto delle azioni assorbite ai piani sottostanti e quindi a perdere di rigidezza. I pilastri possono quindi portare, agli ultimi piani, un'aliquota rilevante dell'azione sismica e di ciò si dovrà tener conto nel definire la loro disposizione in pianta e nell'assegnarne le dimensioni.

Al contrario, negli edifici con struttura intelaiata non è possibile una distinzione tra elementi strutturali che sopportano le azioni verticali ed elementi che sopportano quelle orizzontali, perché travi e pilastri sono sollecitati contemporaneamente da entrambe le azioni. Per chi affronta per la prima volta la progettazione antisismica, o ha a che fare con una pianta architettonica complessa, può però essere metodologicamente utile scindere il problema in due fasi.

È possibile inizialmente definire la carpenteria in maniera tale da sopportare adeguatamente i soli carichi verticali. In tale fase occorre tener presenti i criteri orientativi validi per fabbricati soggetti esclusivamente a carichi verticali, unitamente a criteri derivanti dalla contemporanea presenza di azioni orizzontali:

- a) per compensare parzialmente l'incremento di sollecitazioni sulle travi dovuto al sisma, è bene ridurre l'effetto dei carichi verticali adottando come limite massimo delle luci di sbalzi, solai e travi valori leggermente inferiori a quelli consigliati in assenza di sisma (vedi Tab. 1);
- b) ancor più che per soli carichi verticali, è bene evitare la disuniformità di luci delle travi. Essa infatti è negativa anche in presenza di azioni orizzontali perché causa concentrazione di sollecitazione nelle campate più corte. Se esigenze architettoniche impongono la realizzazione di alcune campate di luce nettamente inferiore alle altre, è opportuno ridurre la loro rigidezza realizzandole a spessore;
- c) è bene evitare una forte disuniformità di carico verticale sui pilastri. Essa infatti comporta la necessità di sezioni maggiori, e quindi concentrazione di sollecitazioni sismiche, per i pilastri in cui lo sforzo normale è più elevato. Se la realizzazione di pilastri nettamente più caricati degli altri è inevitabile, è opportuno adottare per essi sezioni poco allungate, che presentino momento di inerzia dello stesso ordine di grandezza di quello delle sezioni degli altri pilastri.

Dopo questa definizione di massima, si può esaminare criticamente la carpenteria così ottenuta e modificarla per renderla più idonea a sopportare azioni orizzontali.

Tab. 1. Limiti consigliati per le luci di solai, sbalzi e travi

Elemento	Per soli carichi verticali	In zona sismica
Solaio	7.00 m	6.00 m
Sbalzo	2.50 m	2.00 m
Trave emergente che porta rilevanti carichi verticali	6.00 m	5.50 m
Trave a spessore che porta rilevanti carichi verticali	5.00 m	4.50 m

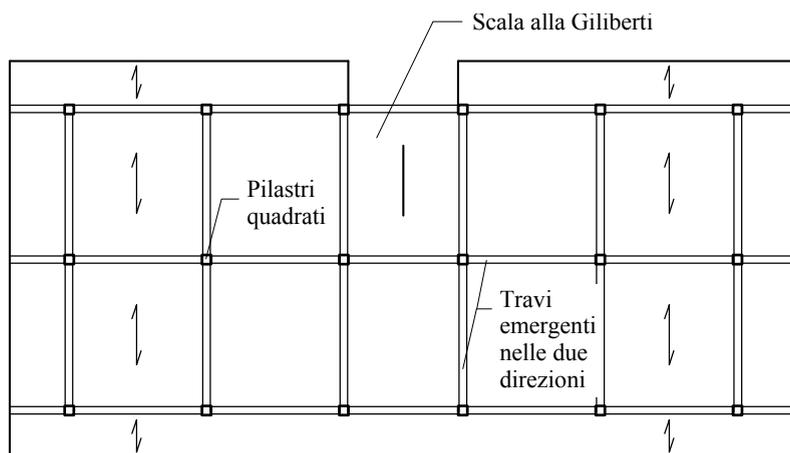


Fig. 1. Carpenteria ideale

Una corretta impostazione della carpenteria dovrebbe garantire un irrigidimento uniforme in entrambe le direzioni e distribuito con regolarità in pianta. Una soluzione ottimale (Fig. 1) potrebbe consistere in pilastri tutti della medesima sezione, di forma quadrata, disposti ad interasse costante e collegati in entrambe le direzioni da travi uguali tra loro (tutte emergenti o tutte a spessore).

Esigenze architettoniche impongono però usualmente la contemporanea presenza di entrambi i tipi di travi, nonché l'adozione per i pilastri di sezioni rettangolari, dotate quindi di un momento d'inerzia maggiore in una direzione e minore nell'altra, per i pilastri. In tale caso, la resistenza all'azione sismica in una direzione è sostanzialmente affidata agli elementi più rigidi, cioè all'accoppiata costituita da travi emergenti e pilastri allungati nella direzione in esame (Fig. 2a). Si noti che, pur essendovi qualche differenza tra pilastri vincolati da una o due travi emergenti, basta una sola trave emergente a conferi-

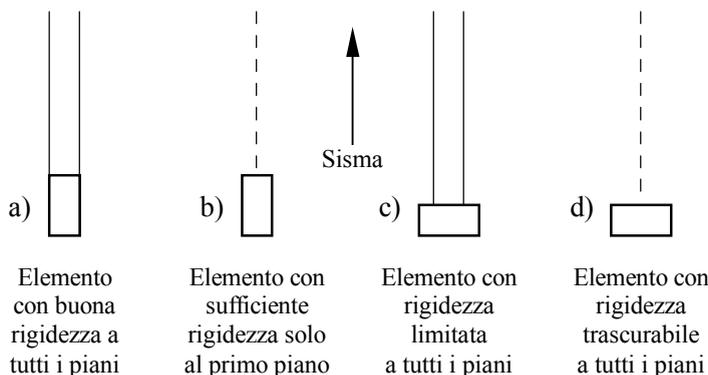


Fig. 2. Contributo dei diversi elementi alla rigidezza della struttura

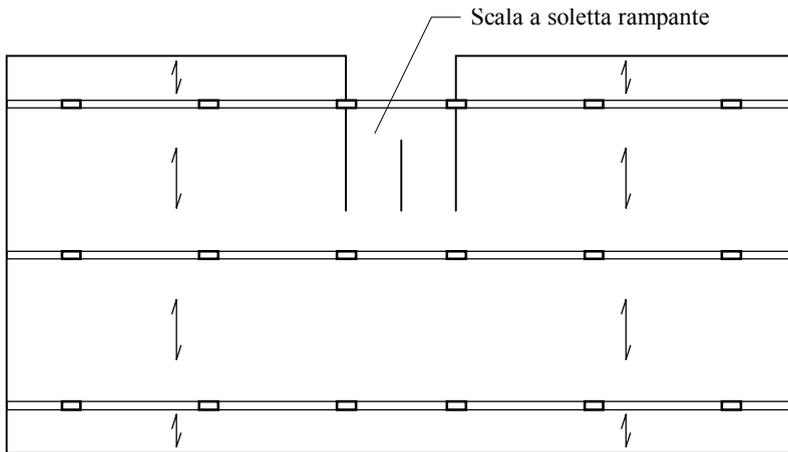


Fig. 3. Carpenteria pensata per soli carichi verticali

re adeguata rigidezza al pilastro. Un pilastro rigido accoppiato ad una trave a spessore (Fig. 2b) fornisce un contributo basso a tutti i piani, tranne che al primo, grazie al collegamento rigido con la fondazione che si ha alla base. Danno un contributo limitato, in prima approssimazione trascurabile (salvo che al primo ordine), i pilastri con inerzia minima accoppiati a travi emergenti (Fig. 2c) ed a maggior ragione quelli accoppiati a travi a spessore (Fig. 2d), sicuramente sempre irrilevanti.

In genere, le travi disposte in funzione dei soli carichi verticali non sono sufficienti a conferire adeguata resistenza ad azioni orizzontali in entrambe le direzioni. Si pensi, come caso limite, ad un fabbricato rettangolare allungato, in cui i carichi verticali sono portati da tre travi longitudinali (Fig. 3); in direzione trasversale esso può mancare completamente di elementi idonei all'assorbimento dell'azione sismica.

Si cercherà quindi di ottenere la richiesta uniformità di elementi resistenti orientando opportunamente i pilastri ed aggiungendo travi emergenti non portanti il solaio. La necessità di poggiare tali travi sui pilastri impone a quest'ultimi vincoli di allineamento che non sono invece richiesti in zona non sismica. La tendenza all'allineamento è ulteriormente incentivata dalla normativa, che prescrive collegamenti tra le fondazioni dei pilastri in due direzioni ortogonali.

Anche se poco rilevante ai fini dell'irrigidimento della struttura, è comunque opportuno realizzare in elevazione ulteriori travi, a spessore, per il collegamento trasversale dei pilastri. In tal modo è possibile disporre armature per assorbire sollecitazioni flessione-taglianti (conseguenti alla rotazione dei nodi della struttura) che altrimenti graverebbero sui solai. Si ottiene inoltre un irrigidimento dell'impalcato che, per le azioni orizzontali, si comporta come una lastra nervata chiamata a ridistribuire il carico sismico tra i telai.

È da osservare infine che al primo impalcato è possibile ricorrere più facilmente a travi emergenti, in quanto il loro intradosso generalmente sporge in un piano cantinato destinato a locali di servizio quali ad esempio i garage.

3. Primo dimensionamento delle sezioni

In assenza di forze orizzontali, l'interazione tra i diversi componenti strutturali produce sollecitazioni di entità modesta e facilmente prevedibile. Una volta definita schematicamente la carpenteria, il dimensionamento delle sezioni può quindi essere effettuato separatamente per ciascun elemento e porta a risultati sostanzialmente univoci.

In una struttura in zona sismica, invece, la mutua dipendenza degli elementi che costituiscono la struttura intelaiata tridimensionale (telaio spaziale) rende accettabili soluzioni anche notevolmente differenti le une dalle altre. Si possono ad esempio adottare in maniera generalizzata travi a spessore, purché si abbondi nelle sezioni dei pilastri; o, viceversa, estendere al massimo l'uso di travi emergenti per mantenere più snelli i pilastri. Per questi, poi, si possono differenziare le sezioni in base al carico verticale portato oppure scegliere una sezione unica; tale differenziazione o uniformizzazione può riguardare i pilastri di uno stesso ordine oppure i diversi ordini di ciascun pilastro.

Non si possono quindi fornire criteri assoluti di dimensionamento, ma soltanto indicazioni generali che ciascun progettista potrà man mano modificare in base alla propria esperienza. La correttezza delle scelte effettuate verrà di volta in volta verificata sia mediante il calcolo imposto dalla normativa che con un esame, non sempre numericamente quantizzabile, del comportamento globale della struttura nei confronti del sisma e della sua rispondenza ai principi che ispirano la normativa stessa.

Si ricorda infine che le caratteristiche di sollecitazione indotte dal calcolo sono fortemente condizionate dalla scelta della classe di duttilità, alta (A) o bassa (B). Una struttura intelaiata che presenti travi a spessore che hanno rilevante importanza per l'assorbimento dell'azione sismica deve necessariamente essere considerata come appartenente alla classe di duttilità B, per la minore duttilità locale garantita dalle travi a spessore (NTC08, punto 7.4.3.2). Quando, invece, le travi a spessore non sono presenti, o sono comunque irrilevanti ai fini sismici, spetta al progettista scegliere la classe di duttilità da conferire alla struttura. Questa scelta deve essere effettuata fin dall'inizio, perché ha risvolti già nel dimensionamento delle sezioni.

Solaio

Il solaio ha, innanzitutto, la funzione di trasmettere i carichi verticali alle travi. In zona sismica, il solaio (o, con più precisione, l'impalcato – ovvero l'insieme di

solaio più travi) svolge un ruolo importante nella ripartizione delle azioni inerziali, dalle masse agli elementi verticali resistenti al sisma, e deve essere pertanto dotato di adeguata rigidità e resistenza nel proprio piano. Occorre infine ricordare che lo spessore del solaio individua anche l'altezza delle travi a spessore, che devono essere in grado di sopportare sia i carichi verticali che quelli sismici.

Per quanto riguarda i carichi verticali, la normativa impone limiti allo spessore minimo del solaio per contenere la sua deformazione sotto tali carichi. Le semplici indicazioni delle passate normative (spessore non inferiore ad $1/25$ della luce massima per solai ordinari, $1/30$ per solai realizzati con elementi pre-compressi) sono state rese leggermente più complesse dalle norme più recenti, ma i valori innanzi citati rimangono sostanzialmente validi.

Per quanto riguarda la ripartizione delle azioni orizzontali, il solaio si comporta come una lastra nervata. La lastra vera e propria è costituita dalla soletta, che deve quindi avere uno spessore adeguato (almeno 4 o 5 cm) e deve essere dotata di una buona armatura (come minimo, una rete $\varnothing 8$ 25x25), continua ed adeguatamente ancorata nelle travi di perimetro. I travetti del solaio e le travi possono contribuire ad assorbire sollecitazioni di compressione e ad evitare problemi di instabilità locale, ma il loro ruolo è meno importante. Non è quindi necessario aumentare lo spessore del solaio o disporne in modo particolare l'orditura.

Un incremento dello spessore del solaio può invece essere necessario se vi sono travi a spessore contemporaneamente molto lunghe e soggette a rilevanti carichi verticali, oppure quando tutte le travi dell'impalcato sono a spessore.

Travi a spessore

Nel dimensionare le travi a spessore è opportuno limitare la larghezza della sezione e concentrare le armature in un fascio di ampiezza comparabile a quella del pilastro. In particolare le NTC08 (punto 7.4.6.1.1) indicano come limite "la larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso". Si noti che queste indicazioni sono legate a problemi di duttilità e di trasmissione di azioni flettenti da trave a pilastro ed hanno quindi importanza diversa a seconda che le travi a spessore siano essenziali per il sisma (edifici con sole travi a spessore), oppure no (edifici con numerose travi emergenti).

In una struttura dotata contemporaneamente di travi emergenti e a spessore, l'effetto del sisma su queste ultime è relativamente modesto. Nel dimensionarle ci si può quindi basare essenzialmente sui soli carichi verticali. In particolare, la sezione delle travi a spessore di collegamento, parallele all'orditura del solaio e quindi poco caricate, avrà dimensioni ridotte, dettate principalmente da motivazioni geometriche (per esempio, la larghezza può essere pari a 60 cm, ottenuti eliminando dal solaio una fila di laterizi).

In assenza di travi emergenti, invece, il contributo delle travi a spessore al contenimento del sisma non è trascurabile. È opportuno in tal caso adottare un

solaio di spessore superiore ai valori usualmente adottati in zona non sismica (almeno 4-6 cm in più), in modo da conferire alle travi maggiore rigidezza e resistenza. Questa necessità è ancor più pressante per il fatto che le travi a spessore sono, di per se, meno duttili di quelle emergenti e che pertanto un edificio con travi a spessore deve essere considerato di classe di duttilità B e progettato con azioni sismiche maggiori di quelle previste per edifici di classe di duttilità A.

Travi emergenti

Le sollecitazioni flessio-taglienti indotte dal sisma nelle travi emergenti sono notevoli ai piani inferiori, e spesso anche a quelli centrali, dell'edificio. In fabbricati di 4-6 impalcati esse hanno in genere entità maggiore, a volte anche nettamente, rispetto a quella delle sollecitazioni provocate dai carichi verticali. Non è però possibile valutare gli effetti del sisma nella singola campata come percentuale di quelli dei carichi verticali. A differenza di questi ultimi, che crescono con la luce, l'azione del sisma è maggiore nelle campate più corte. Inoltre essa è strettamente legata alla dimensione dei pilastri (è più elevata in corrispondenza dei pilastri più rigidi). Se, poi, le campate emergenti sono poche rispetto a quelle a spessore, o vi è un numero limitato di travi più rigide (per la sezione più elevata o la luce più corta), le sollecitazioni in tali travi e nei pilastri ad esse collegati possono facilmente raggiungere valori inaccettabili; in tal caso è preferibile ridurre la rigidezza (meglio avere tutte travi deboli che poche molto robuste).

La scelta della sezione nasce sostanzialmente dall'esperienza e dal confronto con casi analoghi. Nei casi dubbi, si consiglia di seguire il procedimento descritto nel paragrafo successivo, valido per una verifica di massima dei pilastri (che devono essere già definiti), ma che fornisce anche indicazioni numeriche sufficientemente affidabili sulle sollecitazioni massime nelle travi.

Poiché la quantità di armatura da disporre nelle travi sarà sicuramente maggiore di quella necessaria per i soli carichi verticali, è preferibile adottare sezioni di larghezza non inferiore a 30 cm. Per fabbricati di 4 impalcati è spesso sufficiente la sezione 30×60. In presenza di 5-6 impalcati è invece in genere necessario adottare, almeno ai piani inferiori, una sezione maggiore (per esempio 30×70 o 40×60, anche in base alla larghezza dei pilastri). Sezioni più grandi possono rendersi necessarie in zone ad alta sismicità, in edifici di maggiore altezza o quando si è scelto di progettare la struttura con classe di duttilità B.

Ai piani superiori dell'edificio l'effetto del sisma è di minore entità. La presenza in essi di travi rigide ha comunque un effetto positivo sui pilastri, che si risente anche ai piani inferiori. Si consiglia quindi la adozione di sezioni non inferiori a 30×60, con la sola eventuale eccezione dell'impalcato di copertura, per il quale usualmente anche i carichi verticali sono minori.

Occorre infine osservare che è opportuno utilizzare a ciascun piano sezioni delle travi emergenti comparabili con quelle dei pilastri. Avere travi con sezioni

molto più piccole comporta momenti flettenti nei pilastri con distribuzione meno regolare lungo l'altezza (diagramma intrecciato con punto di nullo lontano dalla mezzzeria, o addirittura non intrecciato) e quindi valori massimi più grandi a parità di taglio. Viceversa, avere travi con sezioni molto più grandi rende quasi impossibile garantire una resistenza dei pilastri maggiore di quella delle travi, necessaria per rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze.

Pilastri

I pilastri di un edificio in zona sismica sono sollecitati a pressoflessione. Indicazioni sul loro dimensionamento possono essere ricavate dall'esame dei domini di resistenza, che mostrano le coppie $M-N$ limite per una assegnata sezione e per diversi valori dell'armatura. Si considerino, come esempio, i domini di resistenza di tre sezioni: 30×60 , 40×60 e 30×80 (Fig. 4).

Si può constatare, innanzi tutto, che il valore massimo del momento flettente che può essere portato da una sezione corrisponde ad uno sforzo normale N_{Ed} per il quale la tensione media N_{Ed} / A_c è all'incirca pari a $0.5 f_{cd}$ ¹. Si ha comunque una buona capacità portante flessionale per valori di N_{Ed} / A_c compresi tra $0.15 f_{cd}$ e $0.75 f_{cd}$. Tensioni medie minori o maggiori comportano la necessità di una quantità di armatura rapidamente crescente per sopperire alla crisi rispettivamente del ferro teso e del calcestruzzo compresso.

Si noti inoltre che un aumento della larghezza della sezione (ad esempio da 30×60 a 40×60) consente, a parità di armatura, un proporzionale incremento dello sforzo normale che può essere portato dalla sezione, ma un modesto incremento della capacità flessionale. L'incremento di altezza a parità di area della sezione (30×80 anziché 40×60) aumenta invece in maniera rilevante il momento flettente resistente a parità di sforzo normale. Si ricordi però che ad un incremento del momento d'inerzia della sezione può corrispondere un proporzionale aumento delle sollecitazioni flessionali indotte dal sisma, tale da vanificare l'aumento di resistenza appena citato.

Un altro aspetto da tener presente è la duttilità della sezione, che può essere valutata tracciando il diagramma momento-curvatura corrispondente ad un assegnato valore dello sforzo assiale. È facile constatare che la duttilità decresce rapidamente all'aumentare del valore della tensione media di compressione (Fig. 5). Questo induce ulteriormente a moderare i valori di tale tensione, essendo la duttilità una risorsa preziosa quanto la stessa resistenza. È pur vero che, utilizzando il criterio della gerarchia delle resistenze, si evita che le sezioni di estremità dei pilastri si plasticizzino prima di quelle delle travi. Ma, in ogni caso, il cinematismo finale desiderato sarà determinato dalla rotazione plastica

¹ Conformemente alle indicazioni delle NTC08 si utilizza il simbolo f_{cd} per indicare il valore di calcolo della resistenza del calcestruzzo, includendo in esso il coefficiente $\alpha_{cc} = 0.85$ che tiene conto della riduzione di resistenza dovuta a carichi di lunga durata.

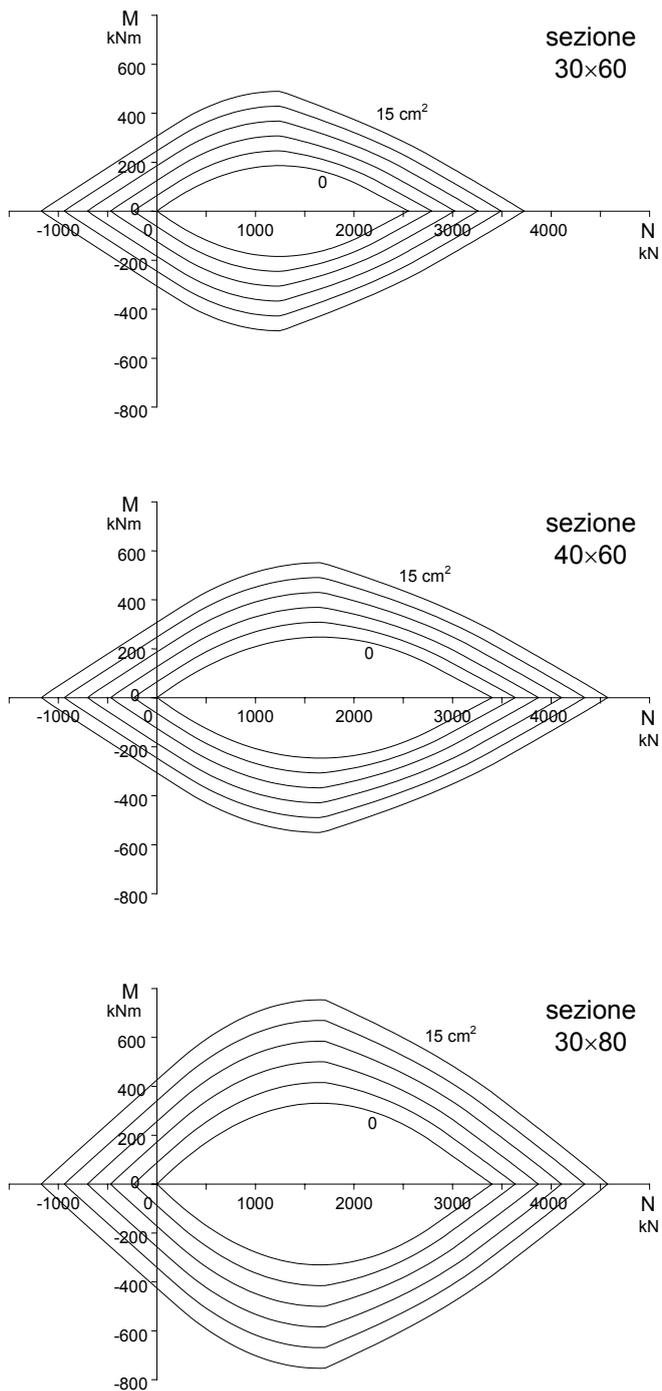


Fig. 4. Domini di resistenza di sezioni in c.a. (calcestruzzo C25/30, acciaio B450C)

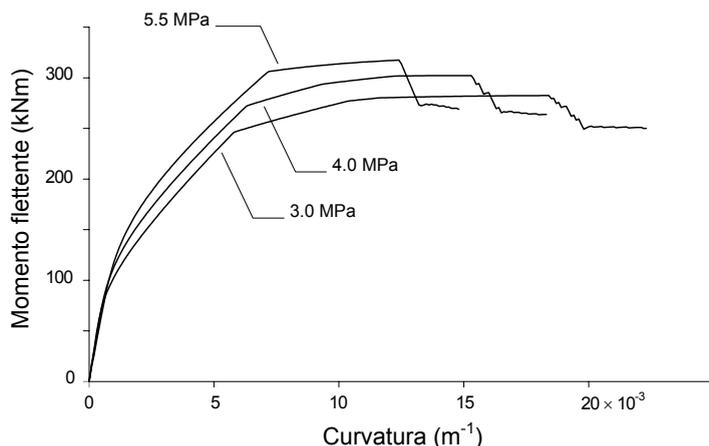


Fig. 5. Diagrammi momento-curvatura per differenti valori della tensione media (sezione 30×60 , armatura totale $12\varnothing 14$, calcestruzzo C25/30, acciaio B450C)

delle sezioni di base dei ritri del primo ordine, come già indicato nel capitolo 2. Pertanto la capacità rotazionale di tali sezioni è determinante ai fini della duttilità globale della struttura.

Queste considerazioni inducono a dimensionare la sezione di base dei pilastri assumendo un limite massimo per la tensione media, valutata in condizioni sismiche (cioè per i valori quasi permanenti dei carichi verticali) e con riferimento al solo calcestruzzo. Nel definire tale limite occorre anche tener presente che la struttura deve essere verificata anche per soli carichi verticali: in questo caso lo sforzo normale è molto maggiore, perché valutato incrementando i carichi permanenti e variabili mediante i coefficienti di sicurezza parziali. Si consiglia quindi di non superare mai un valore pari a $0.5 f_{cd}$ e di mantenersi piuttosto su valori prossimi a $0.3 \div 0.4 f_{cd}$. Ciò vuol dire, ad esempio, che il limite di riferimento sarà tra 3.5 e 4.5 MPa se si utilizza in calcestruzzo di classe C20/25, tra 4.0 e 5.5 MPa per calcestruzzo di classe C25/30. Nel caso di edifici con interpiano superiore alla media o privi di travi emergenti o situati in zona ad alta sismicità potrebbe essere conveniente utilizzare un valore più basso. Nel caso di edifici con un numero elevato di piani, superiore a 7-8, è in genere possibile utilizzare tensioni medie un po' più alte, perché l'incremento del periodo fondamentale della struttura con l'altezza dell'edificio riduce l'intensità dell'azione sismica.

La scelta di progettare la struttura con classe di duttilità A o B è rilevante per la sezione alla base dei pilastri, ma molto meno per tutte le altre; nel caso di classe di duttilità A, infatti, l'adozione del criterio di gerarchia delle resistenze aumenta le caratteristiche di sollecitazione da usare nella verifica dei pilastri bilanciando, più o meno, la riduzione di tali valori dovuta all'uso di forze di progetto minori.

Per procedere al dimensionamento si dovrà valutare preliminarmente lo sforzo normale cui i pilastri sono soggetti in condizioni sismiche; in questa fase non è necessaria una particolare precisione, tuttavia una valutazione attenta potrà risultare utile anche ai fini della validazione dei risultati forniti dal computer, nella fase finale di calcolo. Per la maggior parte dei pilastri lo sforzo normale è dovuto sostanzialmente ai carichi verticali (valori caratteristici dei carichi permanenti, valori ridotti mediante il coefficiente ψ_2 di quelli variabili), perché l'aliquota provocata dal sisma è modesta, trascurabile in questa prima fase, se si sono evitate travi molto corte e rigide. Fanno eccezione i pilastri di estremità, adiacenti a travi emergenti, per i quali si deve prevedere un consistente effetto assiale dovuto al sisma.

Si determinerà poi l'area minima della sezione di ciascun pilastro al primo ordine come rapporto tra lo sforzo normale e la tensione media di compressione assunta nel progetto. Rispettando tale minimo, ma anche con un esame globale della carpenteria, verrà scelta una sezione adeguata. Usare sezioni di forma rettangolare va sicuramente bene, ma è opportuno evitare forme troppo allungate; occorre inoltre evitare eccessive differenze di larghezza tra travi e pilastri, per consentire una migliore trasmissione delle caratteristiche di sollecitazione.

Se la carpenteria presenta una sufficiente regolarità, la conseguente uniformità di carico sui pilastri porta automaticamente a sezioni uguali o poco differenti tra loro. In caso contrario, pur non escludendo la possibilità di usare numerose sezioni anche notevolmente diverse, può essere preferibile sovradimensionare i pilastri meno caricati riducendo le sezioni a un numero di tipi limitato (non superiore a 3) e con momento di inerzia massimo non molto dissimile tra loro. Si ottiene così, innanzi tutto, uno sgravio flessionale dei pilastri più caricati. Diventa inoltre più facile un esame qualitativo del comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali ed il riscontro della uniformità planimetrica degli elementi irrigidenti. Risulta infine più rapido sia il controllo di massima che la verifica dettagliata dei pilastri, una volta eseguito il calcolo.

Il dimensionamento delle sezioni di base dei pilastri del primo ordine influenzerà di fatto tutto il profilo della pilastrata, essendo opportuno moderare l'entità e la frequenza delle riseghe geometriche dei ritti lungo il loro sviluppo verticale. Per ciascun pilastro la sezione potrà essere mantenuta costante, oppure differenziata ai diversi ordini. La progressiva riduzione delle sollecitazioni dovute sia al sisma che ai carichi verticali farebbe propendere per una riduzione della sezione ai piani superiori. La variazione di sezione comporta però problemi esecutivi (sagomatura delle barre metalliche, ecc.) che, se non ben affrontati, possono inficiare la continuità del pilastro nel nodo. Se il fabbricato ha un numero di piani non elevato e le sezioni necessarie alla base non comportano grossi problemi architettonici, si può prendere in considerazione l'adozione di una sezione costante. In caso contrario è comunque opportuno limitare le rise-

ghe sia come numero (mantenendo la sezione invariata almeno per 2 ordini) sia come entità; si dovrà inoltre dedicare una particolare cura alle tavole illustranti in dettaglio i provvedimenti da prendere per una corretta esecuzione della risega. Si consiglia, comunque, di non ridurre i pilastri a dimensioni inferiori a quelli delle travi, perché ciò renderebbe molto difficile garantire un meccanismo di collasso globale, con cerniere plastiche nelle travi e non nei pilastri.

4. Prima verifica delle scelte progettuali

Una volta effettuato il dimensionamento della struttura, non appare opportuno procedere subito con il calcolo, utilizzando i modelli complessi e completi descritti nel capitolo successivo e facendo riferimento alle diverse combinazioni di carico necessarie. È invece sicuramente utile, specie se non si ha una grande esperienza progettuale, effettuare semplici calcoli di massima per prevedere e verificare il comportamento della struttura. Queste elaborazioni e le conseguenti riflessioni costituiscono il percorso più creativo del lavoro progettuale. Il tempo dedicato allo sviluppo di queste modellazioni sommarie e provvisorie non deve quindi essere considerato inutile.

Le verifiche sommarie, illustrate in questo paragrafo e nel successivo saranno utili innanzitutto per accettare con maggior consapevolezza e fiducia i risultati del calcolo definitivo, che non dovranno discostarsi troppo dai valori previsti. Il giudicare il comportamento strutturale con modelli e calcoli semplici rende inoltre più facile individuare i punti deboli della struttura e trovare le modifiche più opportune per migliorarne ed ottimizzarne la risposta sismica. È infine importante evidenziare che il fascicolo dei calcoli relativo a questo controllo di massima deve far parte della relazione finale ufficiale, come “validazione del calcolo”. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 affermano infatti espressamente nel capitolo 10 che “spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l’attendibilità. Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura”.

Per procedere ad una verifica di massima, la scelta “obbligata” è quella di adoperare l’analisi statica lineare, anche quando si intende utilizzare successivamente l’analisi modale o l’analisi non lineare; solo tale procedura, infatti, ci consente di definire l’azione sismica prescindendo da una dettagliata definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura. L’entità delle forze statiche dipende dal periodo fondamentale dell’edificio e dal valore delle masse di piano. In questa fase il periodo può essere stimato utilizzando l’espressione suggerita dalla normativa

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (1)$$

nella quale il coefficiente C_1 dipende dal tipo di struttura (in particolare, vale 0.075 per strutture intelaiate in c.a.) ed H è l'altezza dell'edificio dal piano di fondazione, in metri. Il peso delle masse presenti a ciascun piano in condizioni sismiche, W_i , può essere calcolato con precisione, seguendo le indicazioni che sono riportate nel capitolo successivo, ma in questa fase è preferibile valutarlo in maniera rapida ed approssimata. È infatti facile constatare, facendo un calcolo rigoroso, che il rapporto tra peso di piano (che include solai, sbalzi, tamponature, travi, pilastri) e superficie dell'impalcato assume valori abbastanza uniformi per un'assegnata tipologia strutturale. In particolare, per edifici a struttura intelaiata in c.a. questo rapporto è quasi sempre compreso tra 8 e 11 kN/m². L'estremo inferiore corrisponde ad edifici con strutture esili e tamponature leggere; in particolare, si può tendere a tale valore al piano di copertura, ma difficilmente ai piani inferiori. Il valore più alto corrisponde invece a strutture dimensionate con una certa abbondanza, oppure a tamponature particolarmente pesanti.

Il taglio complessivo alla base dell'edificio, F_h , viene calcolato con l'espressione fornita dalla normativa

$$F_h = \lambda \frac{S_d(T_1)}{g} \sum_{j=1}^n W_j \quad (2)$$

nella quale S_d è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, che dipende dal periodo T_1 ma anche dal fattore di struttura q , che può, e deve, essere quindi definito in questa fase. Come già detto, esso dipende dalla tipologia strutturale, ma anche dalla sua regolarità in altezza e dalla duttilità che si ritiene di conferirgli (alta o bassa, e questa è un'importante decisione che il progettista deve prendere sin dall'inizio). Si ricorda, infine, che il coefficiente λ è introdotto dalla normativa col solo obiettivo di rendere i risultati dell'analisi statica più vicini a quelli dell'analisi modale. Esso vale 0.85, purché l'edificio abbia almeno tre piani ed un periodo fondamentale non superiore a $2 T_c$.

Dal taglio complessivo si calcola la forza a ciascun piano, mediante l'espressione

$$F_i = F_h \frac{W_i z_i}{\sum_j W_j z_j} \quad (3)$$

e quindi il taglio agente a ciascun piano.

Pilastri

Noto il taglio complessivo a ciascun piano, è possibile ripartirlo tra i diversi pilastri "resistenti". Come detto in fase di impostazione della carpenteria, si può cautelativamente ritenere in prima approssimazione – e quindi anche in questa fase di verifica di massima – che contribuiscano alla resistenza sismica solo i

pilastrici con sezione allungata nella direzione del sisma e collegati con almeno una trave emergente. Il taglio può quindi essere ripartito tra questi, in proporzione ai loro momenti d'inerzia. Nel caso di pilastrici di forma rettangolare non troppo allungata può essere opportuno considerare flessionalmente resistenti anche quelli che presentano la dimensione minore nella direzione del sisma, purché collegati con almeno una trave emergente.

Il taglio così ottenuto dovrebbe essere incrementato, per i pilastrici più eccentrici, per tener conto degli effetti torsionali in pianta dovuti all'eccentricità tra masse e rigidezze (eccentricità propria del sistema per carichi variabili uniformemente distribuiti, e_s ; eccentricità accidentale dovuta ad una distribuzione non uniforme dei carichi variabili, e_a) nonché dell'effetto della componente del sisma ortogonale alla direzione considerata. I criteri suggeriti in fase di dimensionamento mirano, tra l'altro, a limitare il più possibile l'eccentricità propria del sistema. Il mancato rispetto di tali indicazioni può comportare rilevanti incrementi di sollecitazioni negli elementi più eccentrici ed una sensibile interazione tra gli effetti delle due componenti del sisma, che può essere colta con precisione solo con analisi più accurate. In maniera approssimata, l'effetto delle eccentricità (proprie ed accidentali) può essere stimato mediante un coefficiente di incremento δ fornito dall'espressione

$$\delta = 1 + c \frac{x}{L_1} \quad (4)$$

con

$$c = \frac{12 e L_1}{L_1^2 + L_2^2} \quad (5)$$

In queste relazioni x è la distanza dell'elemento resistente dal baricentro geometrico dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata, L_1 ed L_2 sono le distanze tra gli elementi resistenti più lontani, misurate rispettivamente perpendicolarmente e parallelamente alla direzione del sisma, e l'eccentricità complessiva, somma delle eccentricità proprie ed accidentali (incluse quelle attivate dal sisma nella direzione ortogonale, ridotte al 30%). Le espressioni innanzi riportate sono ricavate nell'ipotesi di una distribuzione uniforme di elementi resistenti in ciascuna direzione, con rigidezza complessiva uguale in direzione x ed y . Si noti che la normativa (NTC 08, punto 7.3.3.2) suggerisce una espressione analoga per tener conto degli effetti torsionali accidentali, ottenuta dalla (4) ponendo $c=0.6$. Tale valore si ricava dalla (5) trascurando il contributo dei telai ortogonali ($L_2=0$) e ponendo $e=0.05 L_1$. Ne deriverebbe, per strutture con baricentro posizionato a metà della lunghezza L_1 , un incremento di sollecitazioni del 30%. In strutture reali la presenza dei telai ortogonali riduce il valore di c , dimezzandolo quando la pianta è quadrata ($L_1=L_2$). Per piante allungate la riduzione è ancora più forte se si considera il sisma agente in direzione

longitudinale (cioè parallelamente al lato lungo), ma il contributo dei telai ortogonali diventa scarsamente rilevante quando il sisma agisce in direzione trasversale. Occorre poi tener conto del fatto che distribuzioni degli elementi rigidi con centrifugazione delle rigidezze possono ulteriormente ridurre tale coefficiente, mentre una concentrazione delle rigidezze in prossimità del baricentro, riducendo la rigidezza torsionale del sistema, porta ad un incremento del suo valore.

Una volta stimato il taglio V , tenendo conto anche dell'incremento δ , il momento flettente M ai diversi piani può essere valutato pensando che il suo diagramma è lineare e si annulla, se le travi sono sufficientemente rigide, all'incirca a metà altezza nei piani superiori ma verso i $2/3$ (circa $0.6 \div 0.7$) dell'altezza al primo ordine. Il momento massimo sarà quindi stimato con

$$M_k = V_k \cdot 0.5 h_k \quad \text{al generico piano } k \quad (6)$$

$$M_{1, \text{testa}} = V_1 \cdot 0.4 h_1 \quad \text{in testa al pilastro del primo ordine} \quad (7)$$

$$M_{1, \text{piede}} = V_1 \cdot 0.7 h_1 \quad \text{al piede del pilastro del primo ordine} \quad (8)$$

Le espressioni indicate per il primo ordine danno per scontato che la fondazione sia costituita da elementi adeguatamente rigidi, che rendono quasi nulla la rotazione al piede. In caso di fondazioni più deformabili si avrà una riduzione del momento al piede e contemporaneamente un incremento del momento in testa ai pilastri del primo ordine.

Tutti i valori così determinati, escluso quello al piede dei pilastri del primo ordine, devono essere incrementati per rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze. Se si è scelto di conferire alla struttura una classe di duttilità alta si consiglia di moltiplicarli forfaitariamente per un coefficiente 1.5; nel caso di duttilità bassa si consiglia un coefficiente 1.3.

Per quanto riguarda lo sforzo assiale, si può utilizzare in linea di massima quello determinato nella fase di primo dimensionamento, corrispondente ai carichi verticali quasi permanenti $G_k + \psi_2 Q_k$. Se si sono evitate campate di trave particolarmente corte e rigide, l'azione sismica non dovrebbe portare a variazioni eccessive dello sforzo normale. Occorre però ricordare che con le nuove norme l'entità delle azioni sismiche è proporzionalmente cresciuta rispetto a quella dei carichi verticali. Di conseguenza lo sforzo normale potrebbe variare in maniera rilevante nei pilastri di estremità; per i pilastri interni la variazione di sforzo assiale è invece dovuta alla differenza dei tagli indotti dal sisma nelle travi ed è quindi in genere trascurabile, a meno che non vi sia una forte differenza di luce o di sezione tra le due travi che convergono nel pilastro.

La variazione di sforzo normale indotta dal sisma può essere valutata con un *modello locale*, come somma dei tagli nelle travi ai diversi piani (Fig. 6a). Il taglio all'estremo di una trave può essere valutato come $V = 2 M / l$, essendo l la luce della campata ed M il momento nella trave (uguale ai due estremi), stimato in funzione del momento nei pilastri, come indicato più avanti. In alternati-

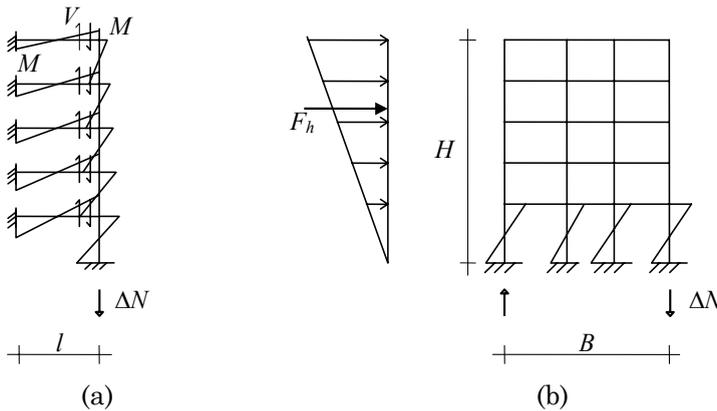


Fig. 6. Valutazione dello sforzo normale indotto dal sisma nei pilastri

va, quando la pianta dell'edificio è assimilabile ad un rettangolo, si può utilizzare un *modello globale*. Il momento ribaltante globale alla base dell'edificio $M_{rib} \cong F_h \times 0.66 H$, con H pari all'altezza dell'edificio, è equilibrato dai momenti al piede dei ritzi resistenti e dagli sforzi assiali nei ritzi di perimetro (Fig. 6b). Il valore complessivo ΔN dello sforzo normale indotto dal sisma sarà quindi

$$\Delta N = \frac{F_h \cdot 0.66 H - \sum M_{piede}}{B} \quad (9)$$

con B pari alla larghezza dell'edificio nella direzione del sisma. Il valore di ΔN , ricavato dall'equazione, andrà quindi ripartito tra i pilastri disposti sul lato dell'edificio che siano collegati, nella direzione del sisma, da travi emergenti.

Si ottiene in questo modo una prima valutazione dei momenti flettenti e degli sforzi normali nei pilastri, che consente di verificare a pressoflessione retta le sezioni previste. La verifica può considerarsi soddisfatta se non si rende necessario adottare un'armatura totale fortemente superiore al valore minimo suggerito nei pilastri dalla prassi tecnica, ed imposto anche dalla normativa, che corrisponde all'1% della sezione. Si può suggerire orientativamente un limite del 2%, accettando eccezionalmente valori maggiori, ma comunque non superiori al 2.5-3%, per pilastri fortemente decompressi. La verifica sarà fatta principalmente per i pilastri del primo ordine. Il contenimento delle riseghe dei pilastri determina infatti generalmente ai piani superiori sezioni geometriche e-suberanti rispetto alle necessità statiche.

Travi

Il momento flettente indotto dal sisma all'estremità delle travi può essere stimato tenendo conto che in ciascun nodo la somma del momento al piede del pilastro superiore e di quello in testa del pilastro inferiore si ripartisce tra le travi emergenti che confluiscono nel nodo. Ci si deve riferire, ovviamente, ai mo-

menti nei pilastri considerati flessionalmente resistenti, cioè irrigiditi da almeno una trave emergente, e si deve escludere l'eventuale incremento previsto per il criterio di gerarchia delle resistenze.

La valutazione di tale momento a livello di ciascun impalcato può essere fatta in maniera globale, assumendolo pari al rapporto tra il momento complessivo squilibrato testa/piede dei pilastri resistenti e il numero di innesti travi emergenti/pilastri resistenti. In alternativa ci si può riferire al singolo nodo e, immaginando che la stima fatta per i pilastri sia valida soprattutto quando essi sono irrigiditi da due travi emergenti, assumere come momento nelle travi la metà dello squilibrio massimo nel nodo, cioè la media tra il valore massimo del momento al piede del pilastro superiore ed in testa a quello inferiore.

Al valore così determinato va aggiunto il momento flettente previsto per i carichi verticali presenti in condizioni sismiche (ovvero quelli corrispondenti alla combinazione quasi permanente) che può essere stimare in maniera speditiva con formule del tipo

$$M = \frac{q l^2}{10} \quad (10)$$

Il valore complessivamente ottenuto sarà usato per verificare la correttezza delle sezioni scelte, o per effettuare il dimensionamento delle travi se non già fatto in precedenza. Si ricorda che il momento resistente di una sezione è fornito dalla nota espressione

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} \quad (11)$$

nella quale si può usare il valore di r' corrispondente ad una armatura in compressione pari almeno al 50% di quella in trazione, essendo questa percentuale imposta dalle attuali norme. Occorre però tenere presente che il contributo delle armature compresse è particolarmente rilevante quando si opera allo stato limite ultimo. La necessità di limitare l'armatura tesa A_s a valori non superiori all'1% circa dell'area della sezione impone quindi di utilizzare per r' un valore non inferiore a 0.016 circa², che deriva dall'altra ben nota espressione

$$M_{Rd} = A_s 0.9 d f_{yd} \quad (12)$$

Spostamenti (stato limite di danno, SLD)

Un buon dimensionamento della struttura, che garantisca adeguatamente nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita, SLV, dovrebbe garantire

² Il valore è espresso in $m \text{ kN}^{-0.5}$, cioè vale se si esprime il momento flettente in kNm e le dimensioni della sezione in m . Per maggiori dettagli si veda il libro A. Ghersi, Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite, un approccio unitario, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2005 (edizione aggiornata prevista per il 2010).

anche una adeguata rigidezza e quindi il rispetto dello stato limite di danno, SLD. È però opportuno effettuare anche di ciò un controllo con formulazioni semplificate.

L'azione sismica da considerare per lo stato limite di danno deve essere calcolata con riferimento allo spettro di risposta elastica corrispondente ad una probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento V_R (NTC 08, punto 3.2.1). Utilizzando l'analisi statica, le forze sono direttamente proporzionali all'ordinata spettrale corrispondente al periodo T_1 . Le forze per SLD si possono quindi ricavare direttamente da quelle per SLV, con una semplice proporzione

$$F_{i,SLD} = F_{i,SLV} \frac{S_{e,SLD}(T_1)}{S_{d,SLV}(T_1)} \quad (13)$$

Dalle forze si possono ricavare gli spostamenti con modellazioni semplificate. Si può far riferimento ad un modello in cui il pilastro del singolo piano è schematizzato come un'asta con incastro e doppiopendolo, ma con molle rotazionali sotto e sopra che rappresentano le travi. Indicando con h_r l'altezza di interpiano, con l_{media} la lunghezza media delle travi, con I_p e I_t il valore (medio) del momento d'inerzia dei pilastri e delle travi "che contano" e assumendo che ciascuna trave contribuisca a metà come momento d'inerzia, perché la stessa trave serve da vincolo al pilastro di sotto e di sopra, si ottiene la relazione tra taglio di piano V e spostamento relativo d'interpiano d_r

$$d_r = \frac{V h_r^3}{12 E \sum I_p} \left[1 + \frac{l_{media}}{h_r} \left(\frac{\sum I_p}{\sum I_{t,sup}} + \frac{\sum I_p}{\sum I_{t,inf}} \right) \frac{1}{2} \right] \quad (14)$$

Questa relazione può essere utilizzata anche alla base dell'edificio, mettendo $I_{t,inf} = \infty$ se la trave di fondazione è adeguatamente rigida. Si noti che l'espressione è ricavata ipotizzando un comportamento a telaio, cioè con travi di rigidezza adeguata. Essa non è più valida nel caso di un comportamento globale a mensola, quale quello che si ha in presenza di pareti in c.a. oppure quando tutte le travi hanno un momento d'inerzia estremamente ridotto.

Se le travi superiori e inferiori (cioè degli impalcati al di sopra e al di sotto dell'interpiano) sono uguali, l'espressione si semplifica in

$$d_r = \frac{V h_r^3}{12 E \sum I_p} \left[1 + \frac{l_{media}}{h_r} \frac{\sum I_p}{\sum I_t} \right] \quad (15)$$

I valori così determinati devono essere confrontati con i limiti imposti dalla normativa (NTC 08, punto 7.3.7.2) allo spostamento di interpiano

$d_r < 0.005 h_r$ se i tamponamenti sono collegati rigidamente alla struttura

$d_r < 0.010 h_r$ se i tamponamenti sono collegati elasticamente alla struttura

5. Una ulteriore possibile verifica più approfondita

La verifica sommaria indicata nel paragrafo precedente è molto rapida ed efficace per cogliere gli ordini di grandezza del problema. Ad essa potrebbe immediatamente seguire la verifica finale definitiva dell'edificio, che utilizzerà quasi certamente lo schema di telaio spaziale, l'analisi modale ed un numero molto elevato di condizioni di carico.

Può essere però utile, per lo studente o per il giovane professionista, compiere ancora un passo intermedio, effettuando un'ulteriore analisi con le azioni sismiche statiche già determinate applicate ad uno schema strutturalmente globale ma solo traslante. Questo schema può essere denominato "treno di telai" o anche "telaio spaziale traslante", perché coglie rigorosamente il comportamento dello schema spaziale a meno della rotazione torsionale degli impalcati. Si noti che più di una tra le varie stesure della normativa sismica legittima l'uso di questo schema anche per l'analisi definitiva, ma solo nel caso di edifici regolari in pianta. Ai fini pratici si potrà già predisporre l'input per lo schema spaziale, vincolando però provvisoriamente gli impalcati alla rotazione.

Questa analisi, globale ma non definitiva, per quanto attiene sia le forze che i gradi di libertà, potrà essere utile per apportare ulteriori aggiustamenti alla geometria strutturale, che con maggiore difficoltà si potrebbero apportare dopo la verifica finale, specialmente a causa della poca "trasparenza" della analisi modale (o della poca abitudine ad usarla). L'edificio sarà quindi soggetto alle azioni orizzontali corrispondenti all'analisi statica lineare, ottenendo così previsioni più affidabili dei momenti flettenti nei pilastri e nelle travi e, specialmente degli sforzi assiali nei ritti, perché si tiene conto anche delle variazioni indotte dalle azioni orizzontali. I risultati ottenuti dovranno essere incrementati per tener conto degli effetti torsionali accidentali, moltiplicandoli sempre per il coefficiente δ suggerito in precedenza (eq. 4) ed utilizzando per c il valore suggerito dalla normativa (0.6) o un altro valore adeguatamente motivato, sulla base delle considerazioni innanzi esposte. Occorrerà inoltre amplificare i valori dei momenti flettenti nei pilastri (tranne che per la sezione di base), per soddisfare il criterio di gerarchia delle resistenze (sia per CD "A" che per CD "B").

In questa fase è possibile anche saggiare la risposta dei ritti più impegnati alla combinazione dell'azione sismica nella direzione ortogonale, che richiede di considerare una verifica a presso flessione deviata. Una delle criticità che potrebbero essere rivelate da questa analisi è la presenza di una forte decompressione ad opera delle azioni sismiche nei ritti di estremità del primo ordine, che comporterebbe armature consistenti. Una delle modifiche da prendere in considerazione in questi casi sarebbe sostituire ai piani alti la campata emergente con una a spessore, lasciando la trave emergente solo ai piani bassi, dove sarebbe invece difficile rinunciare al suo contributo irrigidente. Le travi a spessore ai piani superiori diminuirebbero la decompressione del ritto.

Oltre a fornire valori più precisi per una nuova verifica delle sezioni, questo calcolo fornisce ulteriori elementi di conoscenza.

- a) Migliore valutazione del periodo T . È possibile utilizzare una normale routine, generalmente compresa tra le prestazioni di qualsiasi programma di calcolo di telai piani, oppure semplici espressioni che richiedono una preliminare valutazione della rigidità della struttura, come rapporto tra taglio alla base e spostamento in testa (fornito dalla risoluzione dello schema). Se si è effettuata solo un'analisi statica risulta molto efficace, a tale proposito, l'espressione (39) del capitolo 2, che qui si richiama, ricordando che in essa F_i , m_i ed u_i sono rispettivamente la forza, la massa e lo spostamento al piano i

$$T_1 \cong 2 \pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum F_i u_i}} \quad (16)$$

Questo valore va confrontato con quello approssimativamente assunto nel primo livello di sommaria verifica; il confronto tra le corrispondenti ordinate spettrali, relative al suolo in esame, darà un'utile indicazione sull'entità delle azioni orizzontali.

- b) Valutazione delle deformazioni di piano. La normativa prescrive tale verifica nei confronti dello stato limite di danno. Lo spettro da considerare è quello elastico determinato dai valori di a_g , F_o , Tc^* relativi al periodo di ritorno corrispondente allo SLD. Come già detto in precedenza, sarà sufficiente calcolare il rapporto tra l'ordinata dello spettro elastico per SLD e quella per lo spettro di progetto per SLV, e modificare in tale misura gli spostamenti orizzontali ottenuti dal calcolo effettuato.
- c) Valutazione delle rigidità laterali di piano dei singoli telai, come rapporto tra il tagliante equilibrato da ciascun telaio e lo spostamento relativo di piano; la determinazione di questi valori consente di valutare le eccentricità tra i centri delle masse e delle rigidità ai vari piani dell'edificio (utili per una valutazione più razionale della regolarità in pianta ed indispensabili per pronunciarsi sulla regolarità in elevazione).

Capitolo 6

RISOLUZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE

1. Analisi da svolgere

Il progettista deve garantire la sicurezza della struttura tenendo conto di molteplici aspetti. Deve valutare cosa succede in assenza di sisma, tenendo conto dei carichi verticali ma anche della possibile contemporanea presenza dell'azione del vento. Deve controllare che un sisma con basso periodo di ritorno non causi danni eccessivi agli elementi non strutturali oltre che alla struttura stessa. Deve garantire un sufficiente margine rispetto al collasso in presenza di un terremoto violento, con alto periodo di ritorno.

Nel passato, quando le capacità di calcolo erano abbastanza limitate, le normative sismiche si limitavano a prescrivere un numero molto basso di condizioni di carico, ritenendo che queste, unitamente a criteri generali di buona progettazione, fossero in grado di garantire un'adeguata sicurezza. Avendo come riferimento per le verifiche il metodo delle tensioni ammissibili, le normative imponevano di considerare presenti i carichi verticali q , con i loro valori caratteristici, e due insiemi di azioni orizzontali F_x ed F_y agenti in due direzioni ortogonali, rappresentative del sisma o del vento. I due insiemi di forze non erano applicati contemporaneamente, perché le componenti del sisma non sono correlate tra loro e quindi raggiungono i massimi in istanti differenti. Poiché il sisma induce oscillazioni in due direzioni, le forze erano considerate agenti sia in un verso che nell'altro e quindi dai tre schemi base si passava a quattro schemi di carico che sinteticamente possono essere indicati con $q + F_x$, $q - F_x$, $q + F_y$, $q - F_y$. Il margine rispetto al collasso era garantito dalla verifica di resistenza delle sezioni, mentre il margine rispetto al danneggiamento era garantito da un controllo degli spostamenti. Si noti però che già allora erano implicite alcune considerazioni statistiche, che portavano a valutare le masse di piano, e quindi le forze sismiche, con riduzione dei carichi variabili perché si riteneva

improbabile che al momento del sisma questi carichi fossero massimi in tutti i punti della struttura.

La disponibilità di programmi di calcolo molto potenti, che consentono di risolvere con immediatezza più schemi di calcolo e combinarli per ottenere le massime sollecitazioni, invoglia ad una maggiore precisione. L'attuale normativa sismica richiede quindi la risoluzione di un numero molto maggiore di schemi.

1.1. In assenza di sisma

La struttura deve essere considerata soggetta ai carichi verticali ed eventualmente all'azione del vento.

I carichi verticali devono essere considerati con il loro valore di calcolo, cioè pari ai valori caratteristici amplificati mediante i coefficienti γ_g e γ_q . In generale, si dovrebbero considerare più combinazioni di carico, ottenute disponendo i carichi variabili in modo da massimizzare le sollecitazioni.

Se rilevante, si deve tener conto dell'azione del vento, anch'essa come valore di calcolo. Poiché vento e carichi verticali variabili non sono correlati, uno di essi dovrà essere considerato come carico principale e l'altro preso come valore di combinazione, cioè ridotto mediante il coefficiente ψ_0 . Il calcolo dovrà essere ripetuto prendendo come carico principale una volta il vento ed un'altra i carichi verticali variabili. Il vento deve essere considerato agente, separatamente, in due direzioni ortogonali e con due versi opposti.

La necessità di tener conto, o no, dell'azione del vento può essere giudicata confrontando l'entità delle azioni orizzontali da vento con quelle valutate per il sisma; nel far ciò bisogna però prendere in considerazione anche la differente entità dei carichi verticali accoppiati alle prime ed alle seconde.

I risultati forniti da questa analisi serviranno per effettuare le verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo, con gli usuali legami costitutivi per calcestruzzo ed acciaio e con i coefficienti parziali γ_c e γ_s definiti dalle NTC 08.

A queste si affiancheranno, ove necessario, anche le usuali verifiche allo stato limite di esercizio (fessurazione, limiti di deformazione, verifica dello stato tensionale in esercizio).

1.2. In presenza di sisma con alto periodo di ritorno

Poiché un sisma violento è un evento estremamente raro, i carichi verticali da accoppiare ad esso devono essere considerati con il valore detto "quasi permanente". I carichi permanenti devono quindi essere presi con il loro valore caratteristico, mentre quelli variabili saranno ridotti, rispetto al valore caratteristico, mediante il coefficiente ψ_2 . Data la forte riduzione di questi ultimi, non ha grande importanza disporre i carichi variabili in modo da massimizzare le sollecitazioni. Essi saranno quindi considerati presenti ovunque in modo uniforme; è però opportuno chiedersi sempre cosa possa comportare la loro assenza,

anche senza effettuare un calcolo specifico, ed individuare eventuali situazioni particolari in cui sia necessario tenerne espressamente conto.

Anche le masse, da cui dipende l'effetto del sisma, devono essere valutate con riferimento alla combinazione quasi permanente. L'Eurocodice 8 ha introdotto un ulteriore coefficiente riduttivo ϕ , per tener conto della ridotta probabilità di avere i carichi variabili contemporaneamente presenti sull'intera struttura in occasione del sisma. L'entità di queste riduzioni, applicate a valori già ridotti, risulta alla fine di scarsa rilevanza. Per questo motivo la norma italiana 2008 ha rinunciato ad imporre tale coefficiente (ovvero, ha posto sempre $\phi = 1$).

L'azione sismica deve essere valutata mediante lo spettro di progetto per stato limite ultimo, ottenuto riducendo lo spettro di risposta elastico in funzione del fattore di struttura q , che dipende dalla tipologia strutturale, dalla regolarità dell'edificio e dalla classe di duttilità degli elementi strutturali.

La normativa impone di tener conto di altri due aspetti, che prima erano trascurati: la distribuzione planimetrica dei carichi variabili e la presenza contemporanea delle componenti dell'azione sismica.

Anche in questo caso i risultati forniti dall'analisi serviranno per effettuare le usuali verifiche delle sezioni allo stato limite ultimo. Solo nel caso di verifica di edifici esistenti è previsto un aumento o una riduzione dei coefficienti di sicurezza, mediante l'introduzione di un ulteriore coefficiente, il fattore di confidenza FC, che varia a seconda che si abbia un'accurata oppure limitata conoscenza della struttura e delle caratteristiche dei materiali.

Disposizione planimetrica dei carichi variabili.

I carichi variabili, presenti durante il sisma, possono essere distribuiti in maniera non uniforme e, di conseguenza, può variare la posizione del centro di massa. Si pensi ad esempio cosa accade se, anziché spalmare uniformemente il carico variabile su tutto l'impalcato con valore pari al 30% del massimo, si dispone il carico variabile massimo su un'area pari al 30% dell'impalcato (Fig. 1). Il baricentro delle masse sarà spostato, rispetto al centro geometrico dell'impalcato, di una quantità che dipende ovviamente dall'entità del carico variabile rispetto agli altri carichi agenti. Si può facilmente constatare che, per gli usuali valori che si riscontrano in edifici in cemento armato, l'eccentricità può essere al più $0.03 L$, se L è la dimensione dell'impalcato secondo cui si è spostato il carico variabile; questo valore si riduce a $0.02 L$ se si ha eccentricità contemporanea-

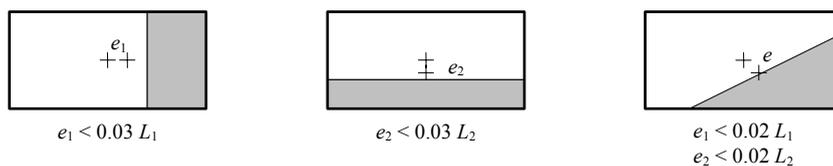


Fig. 1. Impalcati con distribuzione non uniforme del carico variabile

neamente in due direzioni perché si è concentrato il carico in prossimità di uno spigolo. Eccentricità maggiore si può avere in edifici con struttura in acciaio, perché in tal caso i carichi permanenti sono in genere di entità minore. Viceversa, l'eccentricità diventa ancora più piccola in edifici in muratura, nei quali le masse sono dovute essenzialmente agli elementi murari.

La normativa sismica richiede di tener conto delle possibili distribuzioni del carico variabile considerando un'eccentricità, denominata *accidentale*, pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Questo valore, sensibilmente più grande di quanto indicato in precedenza, era stato proposto in passato, quando lo standard era l'analisi statica; la sua entità era sicuramente stata scelta anche tener conto degli effetti dinamici di amplificazione della rotazione, che l'analisi statica non era in grado di cogliere. Un'altra motivazione di questa eccentricità, che può giustificarne il valore, è il desiderio di simulare gli effetti del possibile sfasamento dell'onda sismica tra punti diversi della base dell'edificio.

Aver imposto questa eccentricità rende necessario effettuare ciascuna analisi sismica due volte, considerando il centro di massa spostato a destra e a sinistra in pianta (o in alto e in basso, a seconda della direzione del sisma) della quantità innanzi indicata. L'effetto può anche essere colto applicando a ciascun impalcato una coppia pari al prodotto della forza sismica per l'eccentricità accidentale.

Presenza contemporanea delle componenti dell'azione sismica

Nella realtà, le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica agiscono simultaneamente, anche se in maniera non correlata (cioè con massimi in istanti diversi).

La componente verticale ha importanza limitata, perché provoca un incremento proporzionale di sollecitazioni già previste (quelle dei carichi verticali). Si tenga inoltre presente il fatto che i carichi verticali che si considerano agenti durante il sisma ($g_k + \psi_2 q_k$) sono molto minori di quelli previsti nella verifica per soli carichi verticali ($\gamma_g g_k + \gamma_q q_k$). La normativa prescrive di tenerne conto solo nel caso di elementi orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi a mensola o elementi spingenti. Ma è facile dimostrare che solo in pochi casi la componente verticale del sisma può indurre sollecitazioni più gravose.

L'effetto di una contemporanea presenza delle due componenti orizzontali è ben più rilevante e richiede qualche considerazione. Si consideri (Fig. 2) una trave appartenente ad un telaio parallelo in pianta ad un asse, ad esempio x . In essa la componente del sisma diretta secondo x provocherà forti momenti flettenti. La componente in direzione y provocherà momenti molto minori (addirittura nulli, se lo schema non ruotasse). I massimi valori indotti da ciascuna componente insorgono in istanti diversi e non possono essere direttamente sommati. La normativa europea consente quindi di combinarli con gli stessi cri-

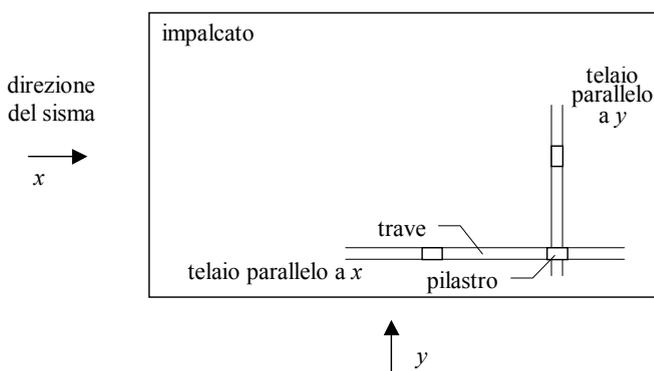


Fig. 2. Effetti dell'azione sismica in due direzioni ortogonali

teri previsti per la combinazione di grandezze non correlate (radice quadrata della somma dei quadrati, SRSS). Un'alternativa, che è l'unica ammessa dalle norme italiane (NTC 08, punto 7.3.5) è quella di sommare all'effetto dell'azione sismica diretta secondo x il 30% dell'effetto della componente secondo y (e viceversa). In ogni caso, se la struttura è stata ben dimensionata, cercando di limitare la rotazione planimetrica dell'impalcato e garantendo una buona rigidezza torsionale, questa aggiunta non sarà molto rilevante.

Più complesso è il discorso relativo ai pilastri. La componente sismica in direzione x genera, nel pilastro indicato in figura, un forte momento M_y (asse di sollecitazione parallelo ad y , cioè quello di maggior rigidezza) ed un momento M_x molto piccolo. Viceversa, la componente in direzione y produce un discreto momento M_x ed un piccolo momento M_y . L'uso della combinazione SRSS, indicato dall'Eurocodice 8, può servire a determinare il massimo valore di ciascuno dei due momenti (M_x o M_y) ma non chiarisce quali valori utilizzare nella verifica del pilastro, perché non ha senso prendere entrambi i massimi contemporaneamente. Il riferimento alternativo al 30% (che, si ripete, è l'unico ammesso dalla norma italiana) porta a verificare la sezione a pressoflessione deviata, con i momenti dovuti alla componente in una direzione più il 30% della componente nell'altra. Le problematiche connesse alla verifica a pressoflessione deviata sono discusse più avanti, nel capitolo 7. Per ora ci si limita ad accennare al fatto che, operando allo stato limite ultimo, la non linearità del modello dei materiali rende la pressoflessione deviata meno gravosa di quanto non fosse operando col metodo delle tensioni ammissibili.

1.3. In presenza di sisma con basso periodo di ritorno

Il sisma che si considera in questo caso è ancora un evento certamente non frequente. Una valutazione statistica dei carichi verticali da considerare contemporaneamente ad esso potrebbe far pensare a valori un po' più alti rispetto a

quelli utilizzati per un sisma con alto periodo di ritorno. Per questo motivo l'OPCM 3274 prescriveva di utilizzare i valori "rari" dei carichi, cioè i carichi permanenti con il loro valore caratteristico e quelli variabili ridotti mediante il coefficiente di combinazione ψ_0 . Questa indicazione, anche se concettualmente corretta, non incide sensibilmente sui risultati ma comporta notevoli oneri computazionali, rendendo necessario determinare nuovi valori del carico sulle travi e delle masse di piano. Per questo motivo le attuali norme impongono di considerare gli stessi carichi e le stesse masse previsti per il terremoto con alto periodo di ritorno.

L'azione sismica deve essere valutata mediante lo spettro di risposta elastica, riferito allo stato limite di danno SLD ovvero a un periodo di ritorno nettamente più basso rispetto a quello utilizzato per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV. In teoria, tutto il calcolo andrebbe ripetuto con questo nuovo spettro (incluso in ciò anche l'eccentricità accidentale e la combinazione delle diverse combinazioni di carico). Ai fini pratici, se per ciascuna direzione vi è un modo nettamente predominante (cosa che avviene nella gran parte delle strutture ben progettate) è sufficiente scalare i risultati dell'analisi fatta per lo SLV, moltiplicandoli per il rapporto tra l'ordinata dello spettro elastico per SLD e l'ordinata dello spettro di progetto per SLV, valutate con riferimento al periodo del modo predominante.

In questo caso l'obiettivo che si vuol raggiungere è il contenimento dei danni. Per esso verrà quindi effettuato esclusivamente un controllo degli spostamenti relativi tra un impalcato e l'altro.

2. Carichi verticali e masse

2.1. Carichi unitari

La fase iniziale di qualunque calcolo consiste nella definizione dei carichi unitari. Anche quando essa è delegata interamente al programma che si usa per il calcolo, è bene che il progettista controlli con attenzione i valori assunti, perché da questi deriva tutto il resto.

A questa fase deve corrispondere un capitolo della relazione di calcolo, nel quale questi valori devono essere indicati con estrema chiarezza per consentire a chiunque di effettuarne un controllo. È opportuno che vengano anche indicati i valori utilizzati per i coefficienti γ_g , γ_q , ψ_2 ed i valori cui si giunge mediante questi, distinguendo tra carichi da adottare in assenza di sisma e carichi (e masse) da utilizzare in presenza di sisma.

A proposito dei coefficienti γ_g e γ_q si evidenzia una particolarità introdotta dalle NTC 08, assente negli Eurocodici. Con riferimento ai carichi permanenti, viene creata una distinzione tra peso proprio degli elementi strutturali, indica-

to con G_1 , e peso proprio degli elementi non strutturali, indicato con G_2 . I coefficienti parziali di sicurezza (punto 2.6.1.) sono differenziati per G_1 e G_2 , ma una nota precisa che “Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti”. In definitiva, come mostrato in Tab. 1, la reale distinzione indicata dalla normativa vede da una parte i carichi permanenti corrispondenti al peso proprio degli elementi strutturali e quelli compiutamente definiti, dall'altra i carichi permanenti non compiutamente definiti ed i carichi variabili. Nel seguito si utilizzerà quindi, per comodità e per maggior chiarezza, il simbolo G_1 per indicare sia i carichi permanenti corrispondenti al peso proprio degli elementi strutturali che quelli compiutamente definiti ed il simbolo G_2 per i carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti.

Ovviamente, la decisione se classificare un determinato carico non strutturale come G_1 oppure G_2 spetta al professionista. È opinione di chi scrive che, anche per coerenza con gli Eurocodici, si debbano considerare come “non compiutamente definiti” solo quei carichi che sono assegnati forfaitariamente, come ad esempio l'incidenza tramezzi a metro quadro. In tutti gli altri casi si preferisce attribuire i carichi permanenti alla categoria G_1 . Così ad esempio gli stessi tramezzi, quando valutati nella loro effettiva posizione e per il loro reale sviluppo, saranno considerati “compiutamente definiti”. Ciò che spinge a questa scelta non è tanto il valore massimo del coefficiente (in fondo, applicare solo per qualche carico il valore 1.3 o 1.5 non cambia molto) quanto il suo valore minimo. Adottare zero vuol dire non considerare presente il carico. Se si pensa ad un solaio, utilizzare delle condizioni di carico a scacchiera considerando non compiutamente definiti intonaco, massetto e pavimento vuol dire pensare ad una situazione in cui questi elementi siano stati rimossi a campate alterne. È una situazione possibile, ma sicuramente estrema e statisticamente improbabile (semmai è più plausibile che siano assenti in tutte le campate) e si ritiene eccessivo farsi condizionare da essa. Ma ovviamente sarà il singolo professionista a fare le sue scelte ed assumersene la responsabilità.

Tab. 1. Coefficienti parziali di sicurezza per verifiche allo SLU

			EQU	STR	GEO
Carichi permanenti strutturali Carichi permanenti non strutturali ma compiutamente definiti	γ_{G1}	favorevoli	0.9	1.0	1.0
		sfavorevoli	1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti Carichi variabili	γ_{G2} γ_Q	favorevoli	0.0	0.0	0.0
		sfavorevoli	1.5	1.5	1.3

Tab. 2. Coefficienti ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , per le diverse destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Si noti che la tabella 1 riporta valori differenti per tre tipi di verifiche allo stato limite ultimo:

1. EQU – stato limite di equilibrio come corpo rigido;
2. STR – stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
3. GEO – stato limite di resistenza del terreno.

Nelle applicazioni trattate nel presente testo, che riguardano gli elementi strutturali, si farà riferimento alla condizione STR; solo nel capitolo relativo alle fondazioni si farà riferimento, per quanto riguarda il terreno, alla condizione GEO.

Per quanto riguarda i coefficienti ψ_2 , essi (insieme a ψ_0 e ψ_1) sono forniti dalla normativa in funzione delle categorie d'uso degli ambienti (Tab. 2). Tali categorie sono descritte in dettaglio nel punto 3.1.4. delle NTC 08, che fornisce anche i valori dei relativi carichi variabili. Si noti che le scale ed i balconi rientrano nella categoria C. Per quanto riguarda le coperture, se esse sono praticabili i carichi variabili sono gli stessi della categoria di destinazione dell'edificio cui appartengono. Dalla tabella sembrerebbe però che il valore di ψ_2 sia unico per tutta la categoria H (e nullo) indipendentemente dal fatto che la copertura sia praticabile o no. Ciò porterebbe ad escludere completamente i carichi sulle coperture praticabili in condizioni sismiche.

Per terminare, può essere utile aggiungere alcune considerazioni su aspetti di dettaglio, che però possono avere comunque qualche interesse.

La prima riguarda il peso proprio delle travi. Occorre tener presente che usualmente il carico trasmesso alle travi dal solaio viene valutato misurando la

luce di questo con riferimento agli assi delle travi. Si considera in tal modo come solaio anche una zona in realtà coincidente con la trave stessa. È quindi più corretto considerare come carico unitario il maggior peso della trave rispetto al solaio, cioè detrarre dal peso proprio della trave il peso proprio – non i sovraccarichi fissi o accidentali – di una fascia di solaio della stessa larghezza. La differenza è modesta per travi emergenti, ma può essere un po' più rilevante per quelle a spessore.

La seconda riguarda il peso proprio delle tamponature. In esse sono presenti molto spesso delle aperture che ne riducono il peso complessivo. Si consiglia di indicare tra i carichi unitari il valore del peso in assenza di aperture e tenere poi conto di queste, anche in maniera forfetaria, direttamente nella valutazione dei carichi sulle travi e delle masse di impalcato.

2.2. Carichi sulle travi

La determinazione dei carichi sulle singole campate di trave viene molto spesso effettuata automaticamente dal programma di calcolo. Il professionista dovrebbe essere consapevole dei criteri utilizzati dal programma, per individuare eventuali casi in cui questi possono cadere in difetto. Si richiama quindi brevemente la metodologia seguita per determinare i carichi sulle travi, che è la stessa valida per i fabbricati siti in zona non sismica. Il carico complessivo è somma delle diverse aliquote che si esaminano di seguito.

Carico dovuto a solai e sbalzi orditi perpendicolarmente alla trave.

È pari alla reazione dell'appoggio dello schema utilizzato per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione nel solaio.

Per solai composti da un'unica campata (senza sbalzi) di luce l e con carico uniforme q esso vale $q l / 2$. Nel caso di più campate o di schemi con sbalzi, l'aliquota dovuta a ciascuna campata è pari a $q l / 2 + (M_1 - M_2) / l$. Il suo valore effettivo differisce quindi da quello corrispondente alla campata isolata per effetto dei momenti flettenti M_1 ed M_2 che sorgono sugli appoggi a causa della continuità. La variazione è tanto maggiore quanto più forte è la differenza tra i momenti ai due estremi, mentre diventa nulla quando tali momenti sono tra loro uguali.

Una valutazione rigorosa della reazione può aver senso solo se affidata in maniera automatica ad un computer. Nel caso di approccio manuale, o quando si vogliono verificare i valori forniti dal calcolatore, è invece preferibile, per diminuire l'onere di calcolo ed i conseguenti possibili errori, determinare la suddetta reazione come prodotto del valore corrispondente alla campata isolata ($q l / 2$) per un coefficiente che tenga conto della continuità del solaio (coefficiente di continuità). Perché vi sia una reale semplificazione, il coefficiente di continuità deve essere valutato "a occhio", sulla base della propria esperienza,

dell'analogia con schemi noti o di una analisi puramente qualitativa del diagramma dei momenti del solaio. In particolare, si possono tenere presenti due schemi limite. Il primo è costituito dal solaio a due campate di luce uguale. In esso il momento flettente è nullo agli appoggi di estremità, mentre è pari a $q l^2 / 8$ in quello centrale; il coefficiente di continuità varrebbe di conseguenza 1.25. In pratica, però, il momento agli estremi non è mai rigorosamente nullo, a causa della rigidità torsionale delle travi; si consiglia quindi di usare in tal caso il valore 1.20. Il secondo è costituito dal solaio a molte campate di luce uguale. Per esso il momento è nullo agli appoggi di estremità ed ha valori quasi uguali tra loro per quelli intermedi. Il coefficiente di continuità può quindi essere assunto pari a 1.10 per il secondo ed il penultimo appoggio, a 1 per tutti gli altri. In definitiva, si utilizzeranno di solito valori del coefficiente di continuità compresi tra 1 e 1.20. Solo eccezionalmente, nel caso di differenze di luce molto forte, potrà essere necessario assumere per esso valori maggiori.

Carico dovuto a solai e sbalzi orditi parallelamente alla trave.

Per la presenza di armature e travetti di ripartizione è opportuno considerare gravante sulla trave una fascia di solaio pari ad almeno 50 cm.

Carico dovuto a sbalzi laterali.

Se lo sbalzo è ancorato al solaio, che funge da contrappeso, sulla trave grava il doppio del peso dello sbalzo.

Carico dovuto alle tamponature.

In genere le tamponature sono posizionate direttamente sulla trave; se invece gravano su un solaio, il carico corrispondente si ripartisce tra le travi che costituiscono gli appoggi del solaio in misura inversamente proporzionale alla distanza.

Quando in una tamponatura vi sono aperture, il suo peso può essere diminuito in proporzione alle dimensioni di queste. In assenza di valutazione più precisa si può usare un coefficiente riduttivo pari a 0.9 in presenza di finestre, 0.8 in caso di porte.

Carico dovuto al peso proprio della trave.

Si è già detto, parlando dei carichi unitari, che è più corretto usare come valore di riferimento il maggior peso della trave rispetto al solaio. Tale valore sarà quindi direttamente sommato agli altri carichi sulla trave, senza alcuna modifica.

Carichi concentrati.

Occasionalmente può essere necessario tener conto anche di carichi concentrati sulla trave. Forze concentrate possono essere dovute ad altre travi che poggiano direttamente su quella in esame, oppure a tamponature perpendicolari alla trave. Momenti concentrati possono essere conseguenti all'azione torcente di travi a ginocchio.

Ulteriori considerazioni sui carichi verticali

I carichi sulle travi, determinati con i criteri precedentemente illustrati, sono finalizzati a massimizzare le sollecitazioni nelle travi. Ciò conduce inevitabilmente, nella risoluzione dello schema di telaio spaziale, ad una sopravvalutazione dello sforzo di compressione nei pilastri, dovuta all'uso di coefficienti di continuità maggiori di uno negli appoggi interni, ma non compensati da valori inferiori all'unità negli appoggi di estremità, dal considerare comunque una fascia di solaio portato dalle travi parallele all'orditura dei travetti (senza sottrarre tale fascia alle travi portanti ortogonali), dall'effetto degli sbalzi laterali.

Queste scelte sono necessarie per una corretta progettazione delle travi, ma il conseguente incremento di sforzo normale nei pilastri non è quasi mai cautelativo nella verifica a pressoflessione. A tale problema, spesso trascurato dal progettista, si può rimediare, nella prassi applicativa, in vari modi.

Si può suggerire, ad esempio, di ripetere il calcolo dello schema strutturale soggetto ai carichi verticali da accoppiare al sisma, considerando sulle travi i carichi al netto dei fattori amplificativi prima richiamati, ed utilizzare questo secondo calcolo solo per le verifiche dei pilastri (in particolare per la valutazione dello sforzo normale, da accoppiare all'effetto del sisma prodotto dalle numerose condizioni di carico di cui più avanti si parlerà).

In alternativa si può valutare in maniera sommaria un coefficiente riduttivo del valore dello sforzo assiale, operando preferibilmente in maniera differenziata per ciascun pilastro (in funzione del maggior carico verticale attribuito alle travi che in esso convergono) o eventualmente in maniera globale, uguale per tutti (in ragione del maggior carico verticale complessivamente attribuito alle travi d'impalcato rispetto al peso totale dell'impalcato).

2.3. Massa dell'impalcato

La determinazione delle masse (ovvero dei pesi) presenti a ciascun livello dell'edificio è sempre il primo passo per la valutazione delle azioni sismiche. La maggior parte dei programmi di calcolo attualmente in commercio effettua tale operazione in maniera automatica, partendo dai carichi verticali agenti sulle travi e distinguendo, ovviamente, tra carichi permanenti e carichi variabili, perché questi ultimi devono essere opportunamente ridotti mediante il coefficiente ψ_2 , come indicato nel paragrafo precedente.

Nonostante l'apparente rigore, questo modo di procedere comporta alcuni problemi ed approssimazioni. Innanzitutto, non è insolito che il carico agente sulle travi venga sovrastimato, ad esempio considerando che una parte di solaio gravi anche sulle travi parallele alla sua orditura per tener conto del collegamento costituito dall'armatura di ripartizione. Viceversa, certi carichi potrebbero essere trascurati, come nel caso di uno sbalzo d'angolo direttamente gravante sul pilastro. Un problema più serio scaturisce dal fatto che, mentre solai,

sbalzi e travi sono effettivamente concentrati a livello dell'impalcato, altri elementi (pilastri, scale, tamponature, tramezzi) sono distribuiti lungo l'altezza. Poiché questi elementi sono compresi tra due impalcati e solidali ad essi (o perché collegati strutturalmente o perché messi in contrasto contro essi), è opportuno ripartire le loro masse tra entrambi gli impalcati, anziché ricondurle tutte a quello inferiore, come si fa nell'analisi dei carichi sulle travi.

Un modo di procedere più corretto consiste nel valutare la massa di ogni impalcato determinando le quantità globali dei singoli elementi e moltiplicandole per il relativo carico unitario (corrispondente al valore quasi permanente). In particolare, si devono misurare:

- a) la superficie totale dei solai dell'impalcato, compresa l'area occupata da travi e pilastri, escludendo eventualmente solo l'area di grossi fori (quale quello dell'ascensore); il carico unitario per cui moltiplicare questa superficie non deve comprendere l'aliquota forfetaria per i tramezzi, che verranno valutati a parte;
- b) la superficie totale degli sbalzi dell'impalcato;
- c) la superficie di scala compresa tra due piani orizzontali passanti per la metà dell'interpiano superiore e per la metà di quello inferiore;
- d) la lunghezza delle travi dell'impalcato, distinte per tipo;
- e) la lunghezza delle tamponature, al netto dei pilastri e con una riduzione per tener conto approssimativamente della incidenza delle aperture; si conteggerà metà delle tamponature dell'interpiano superiore e metà di quelle dell'interpiano inferiore;
- f) la lunghezza dei tramezzi, da moltiplicare per il loro peso a metro lineare; in alternativa, il peso dei tramezzi può essere valutato come prodotto della superficie del solaio per una incidenza media a metro quadro; in entrambi i casi si prenderanno in considerazione metà dei tramezzi superiori e metà di quelli inferiori;
- g) il numero dei pilastri, distinti in base alla sezione (anche in questo caso, metà dei superiori e metà degli inferiori).

Come già suggerito nel capitolo precedente, per un rapido controllo dell'ordine di grandezza del peso degli impalcati così determinato è opportuno calcolare per ciascuno di essi il peso medio a metro quadro, ottenuto come rapporto tra il peso globale e la superficie totale dell'impalcato (solaio, sbalzi, scale). In edifici con struttura in cemento armato, destinati ad uso abitativo, tale valore è usualmente compreso tra 8 e 11 kN/m². Valori maggiori sono possibili se la struttura è stata dimensionata con una certa abbondanza, oppure quando le tamponature sono particolarmente pesanti (ad esempio in tufo o in mattoni pieni). Valori minori si hanno spesso per l'impalcato di copertura, più raramente per gli altri piani. Quanto più ci si discosta dai limiti orientativi indicati, tanto più è opportuno un controllo dell'analisi dei carichi globali dell'impalcato per individuare la causa reale dello scarto o il possibile errore di valutazione.

2.4. Baricentro delle masse

Durante il moto sismico ciascun elemento dotato di massa è soggetto ad accelerazioni o, in maniera equivalente, a forze pari a quelle di inerzia. A rigore si dovrebbe quindi considerare la struttura soggetta ad ogni livello ad un insieme di forze distribuite, proporzionali alla massa dei singoli elementi. L'effettiva distribuzione planimetrica di tali masse e delle conseguenti forze d'inerzia ha importanza solo per la verifica della rigidezza e resistenza dell'impalcato. Per un calcolo globale della struttura intelaiata, la presenza di impalcati indeformabili nel loro piano rende invece sufficiente – se si effettua un'analisi statica – la conoscenza della risultante delle forze, proporzionale alla massa totale, ed il suo punto di applicazione, coincidente con il baricentro delle masse distribuite. Se si utilizza l'analisi modale occorre conoscere, oltre alla massa totale ed al suo baricentro, anche il suo raggio d'inerzia.

Il procedimento seguito da molti programmi, citato nel paragrafo precedente, consente di determinare automaticamente il baricentro delle masse considerando i carichi gravanti su ciascuna campata di trave come forze concentrate in corrispondenza del punto di mezzeria. Ciò è notevolmente diverso dal vero per la singola trave, perché essa non è in genere (e in particolare se perimetrale) baricentrica rispetto alle masse portate. A livello globale, però, si ha una sostanziale compensazione degli errori ed una sufficiente esattezza del risultato. Permangono comunque le approssimazioni già evidenziate in precedenza.

Una valutazione molto precisa del baricentro delle masse può essere fatta, con notevole onere di calcolo, prendendo in considerazione tutti gli elementi presenti nell'impalcato, con la loro effettiva posizione. Tanta precisione è forse non necessaria, data l'aleatorietà della posizione dei sovraccarichi accidentali, che potrebbero essere presenti in una zona dell'edificio e completamente assenti in un'altra. Inoltre, errori modesti (inferiori a un metro, nel caso di un edificio di usuali dimensioni) nella posizione del baricentro comportano variazioni percentualmente trascurabili delle sollecitazioni nei componenti strutturali.

È quindi preferibile una valutazione semplificata che consenta di determinare con pochi calcoli un valore sufficientemente approssimato della posizione del baricentro delle masse. Si noti che una rilevante aliquota di esse (la parte relativa a solai, sbalzi e scale) è distribuita in maniera uniforme nell'impalcato. I restanti elementi (travi, pilastri, tamponature e tramezzi) sono concentrati lungo linee, ma in genere possono anche essi venire considerati distribuiti con sufficiente uniformità sull'impalcato. Si può quindi ipotizzare che il baricentro delle masse coincida con il baricentro geometrico dell'impalcato, purché in esso non vi siano (per esempio a causa di una differente destinazione di una sua parte) zone con carico fortemente diverso dal resto. Anche il raggio d'inerzia delle masse può essere considerato coincidente con quello della figura geometrica dell'impalcato.

Si consiglia infine, qualunque sia stato il procedimento usato per la determinazione del baricentro, di effettuarne un controllo grafico riportando sulla carpenteria la posizione ottenuta e valutando “ad occhio” la sua attendibilità.

2.5. Eccentricità accidentale

Come già spiegato in precedenza, per tener conto delle incertezze di localizzazione delle masse ed anche della variabilità spaziale dell’input sismico alla base dell’edificio occorre considerare una eccentricità accidentale. Le NTC 08 (punto 7.2.1), pur consentendone “più accurate determinazioni” indicano un valore pari a “0.05 volte la dimensione dell’edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell’azione sismica”. Si noti che le norme precisano che “detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti”. Si individuerà quindi un rettangolo che contiene, in pianta, l’edificio e si considererà come eccentricità nelle due direzioni il 5% di ciascun lato del rettangolo. L’Eurocodice 8 (punto 4.3.2) indica invece di valutare l’eccentricità in maniera differenziata ai diversi livelli, con riferimento alle dimensioni di ciascun impalcato.

3. Organizzazione delle condizioni di carico

Come già mostrato nel paragrafo 1, la maggior precisione e l’attenzione dedicata dalle nuove norme sismiche ad aspetti prima trascurati aumenta notevolmente il numero di condizioni di carico da esaminare.

Fino alle norme del 1996 non era necessario prestare attenzione ad uno schema con soli carichi verticali, cioè in assenza di sisma, perché i suoi risultati erano sicuramente inferiori a quelli ottenuti in presenza di sisma. Con le nuove norme tale schema diventa invece necessario. Di solito può essere sufficiente considerare direttamente l’effetto dei carichi totali (permanenti più accidentali), stimando in maniera approssimata l’effetto di carichi variabili a scacchiera.

In presenza di sisma il discorso si complica parecchio. Una generica condizione di carico dovrebbe tener conto dei carichi variabili, dell’azione sismica (con analisi statica o modale) in una delle due direzioni ortogonali, di due possibili versi dell’azione, dell’eccentricità accidentale (presa col segno più oppure meno), del sisma nella direzione ortogonale con due possibili valori dell’eccentricità e con due possibili versi. Come si vede, vi sono 5 possibili scelte alternative e questo porta a 2^5 , cioè 32, diverse condizioni di carico.

Come gestire, in maniera produttiva, tutto ciò? Certo non ha senso esaminare con cura i risultati di ciascuna condizione, perché sarebbe un lavoro interminabile e di scarsa utilità. Perché un controllo abbia senso è importante confrontare i risultati con ciò che ci si aspetta. Ma come possiamo prevedere co-

sa avverrà, ad esempio, per uno schema con carichi verticali, forze in direzione x col segno meno, eccentricità di tali forze presa col segno più, ed inoltre 0.3 dell'effetto di forze in direzione y col segno più ed eccentricità di tali forze presa col segno meno, ovvero sinteticamente: $q - F_x - F_x \times e_y + 0.3 \times [F_y + F_y \times (-e_x)]$? Ha però poco senso anche limitarsi ad esaminare l'inviluppo di tutte le condizioni di carico, che ci dice solo se la struttura sta bene o male, ma non il perché.

La giusta scelta consiste nel risolvere ed analizzare separatamente i risultati degli schemi base e poi esaminare l'inviluppo dei risultati. Per schemi base si intendono le seguenti sei condizioni di carico:

1. Carichi verticali massimi, in assenza di sisma ($g_d + q_d$);
2. Carichi verticali ridotti, in presenza di sisma ($g_k + \psi_2 q_k$);
3. Forze orizzontali in direzione x , intendendo con ciò l'applicazione di forze statiche oppure, secondo gli standard odierni, l'esecuzione di un'analisi modale con sisma in direzione x , considerando in ogni caso il baricentro delle masse nella sua posizione nominale (F_x);
4. Forze orizzontali in direzione y , anche qui con analisi statica o modale (F_y);
5. Effetto dell'eccentricità accidentale per sisma in direzione x ; questo schema potrebbe essere visto come differenza tra i risultati di due analisi modali, con centro di massa nella posizione nominale e in posizione spostata di e_y , ma si consiglia piuttosto di valutarlo come effetto delle coppie corrispondenti al prodotto delle forze statiche F_x per e_y , anche quando si utilizza l'analisi modale ($F_x e_y$);
6. Effetto dell'eccentricità accidentale per sisma in direzione y ($F_y e_x$).

Nei paragrafi che seguono viene discussa criticamente la scelta del modello geometrico, viene mostrato come esaminare i risultati dei singoli schemi base e quali indicazioni trarre da ciascuno di essi ed infine viene discussa la logica con la quale combinare i risultati degli schemi di base.

4. Definizione dello schema geometrico

Il modello strutturale deve rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, come ben ribadito dalle NTC 08 (punto 7.2.3). È però opportuno sottolineare che qualunque schematizzazione, anche la più complessa e in apparenza più generale, è basata su un notevole numero di ipotesi semplificative. Il "calcolo di un edificio" è quindi in ogni caso una analisi convenzionale che consente non la conoscenza della realtà ma solo una valutazione approssimata di essa. È compito e responsabilità del progettista la scelta del modello di calcolo, e quindi la formulazione di ipotesi, che va effettuata mediando due esigenze in genere contrastanti: da un lato la necessità di aderenza alla realtà, che spinge verso schemi più complessi; dall'altro quella di semplicità e rapidità di calcolo, che orienta verso schemi più facil-

mente descrivibili e con un minor numero di incognite. Egli deve inoltre essere in grado di comprendere almeno qualitativamente l'approssimazione insita in tale scelta e di supplire alle carenze che essa comporta con l'adozione di altri schemi limite o con considerazioni basate sulla propria esperienza.

4.1. Evoluzione dei modelli di calcolo

Il primo paragrafo del capitolo 4 ha già evidenziato il parallelismo tra evoluzione tecnologica ed evoluzione dei modelli di calcolo, mostrando come il passaggio dall'edificio in muratura a quello in c.a. a struttura intelaiata sia stato accompagnato dal passaggio da modelli di travatura reticolare (con comportamento estensionale) a modelli a telaio (con comportamento flessionale). Negli anni '60 la capacità di risolvere (manualmente, con tanta fatica) schemi di telaio piano a maglie rettangolari era ormai acquisita, ma l'impossibilità ad andare oltre, a schemi tridimensionali, rendeva necessarie forti ipotesi semplificative.

La prima è stata quella di realizzare una struttura il più possibile ripetitiva, costituita da una serie di telai abbastanza simili tra loro, in modo da poterne calcolare uno solo ed estendere agli altri i risultati del calcolo e le conseguenti armature (più precisamente, due serie di telai – in due direzioni ortogonali – risolvendo quindi, comunemente, un telaio per ciascuna direzione). Questa scelta, oltre ai vantaggi operativi, spingeva verso un miglior comportamento della struttura (l'uniformità, di cui si parla più avanti) ed anche verso una maggior sicurezza, perché l'incertezza sul comportamento reale della struttura spaziale spingeva ad abbondare con le armature, uniformandole a quelle delle sezioni più sollecitate.

Gli sviluppi teorici portarono però, abbastanza rapidamente, alla capacità di analizzare la struttura nella sua tridimensionalità, visualizzandola come insieme spaziale di telai piani collegati da impalcati planimetricamente indeformabili e valutando che aliquota dell'azione orizzontale complessiva spettasse a ciascun telaio piano. A tal fine è fondamentale l'introduzione del concetto di rigidità (laterale¹ o tagliante) di un telaio, a ciascun piano. Per uno schema ad un solo piano si può definire rigorosamente la rigidità come rapporto tra la forza orizzontale applicata al traverso ed il corrispondente spostamento orizzontale. In uno schema ideale con travi infinitamente rigide² la rigidità è pro-

¹ Nell'uso comune si parla genericamente di "rigidità del telaio". Rigidità è, in generale, il rapporto tra un'azione e la corrispondente componente di movimento (ad esempio tra coppia flettente in un nodo e la corrispondente rotazione). L'aggettivo "laterale" viene qui aggiunto per sottolineare che ci si riferisce ad azioni e spostamenti orizzontali.

² Travi infinitamente rigide dal punto di vista flessionale, cioè con nodi che non possono ruotare. Si noti che in tutte le considerazioni che si fanno è sempre implicita la rigidità estensionale del traverso, perché si considera uno spostamento orizzontale unico per tutti i suoi punti (ciò vale anche quando le travi sono flessionalmente deformabili).

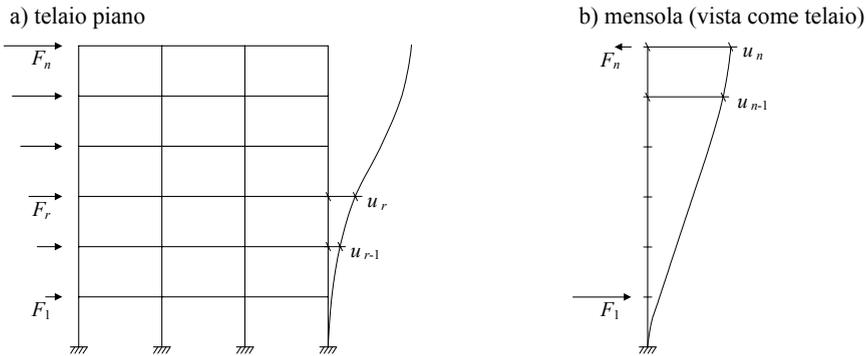


Fig. 3. Rigidezza laterale ad un piano

porzionale alla somma dei momenti d'inerzia dei pilastri, ma negli schemi reali essa dipende anche dalla rigidezza delle travi. Nel caso di schemi a più piani non si potrebbe più parlare, a rigore, di rigidezza (come quantità scalare) perché si dovrebbe far riferimento ad una matrice di rigidezza. Il concetto di rigidezza di un telaio al singolo piano è però molto importante e può essere recuperato definendola, al generico piano r , come rapporto tra il taglio di piano e lo spostamento relativo di interpiano (Fig. 3a)

$$K^r = \frac{Q^r}{\delta^r}, \quad \text{con} \quad Q^r = \sum_{k=r}^n F^k \quad \text{e} \quad \delta^r = u^r - u^{r-1} \quad (1)$$

In approcci molto semplificati si identificava la rigidezza di piano con la somma dei momenti d'inerzia dei pilastri del piano stesso, ma talvolta venivano utilizzate anche formule più complesse che tenevano conto della rigidezza delle travi, sia pure con ipotesi semplificative (ad esempio che la rotazione di tutti i nodi fosse uguale). Solo l'avvento dei primi programmi di calcolo (sempre per telai piani) ha consentito il pieno uso della definizione innanzi presentata. Si noti che la rigidezza dipende dalla distribuzione delle forze ai diversi piani del telaio, tanto che si potrebbe giungere in casi estremi ad apparenti paradossi. Si consideri ad esempio una mensola (Fig. 3b), sottoposta a due forze orizzontali di verso opposto che producono una deformata laterale simile a quella tipica per un telaio; in questo schema la rigidezza laterale all'ultimo piano è negativa, perché la forza applicata è diretta verso sinistra mentre lo spostamento, condizionato dalla forza al primo piano, avviene verso destra. A rigore, quindi, la corretta valutazione della rigidezza può essere effettuata solo a posteriori, quando si conosce l'entità delle azioni orizzontali portate dal singolo telaio.

Acquisito il concetto di rigidezza, è semplice ripartire numericamente il taglio di piano tra i diversi telai, in funzione della loro rigidezza. Per una struttura costituita da due insiemi di n ed m telai piani, orientati in pianta rispettivamente secondo l'asse x e quello y , indicando con i il generico telaio parallelo

all'asse x , di rigidezza $K_{x,i}$ e posto a distanza y_i dall'origine, e con j il generico telaio parallelo all'asse y , di rigidezza $K_{y,j}$ e posto a distanza x_j dall'origine, il taglio $Q_{x,i}$ agente nel telaio i è fornito dall'espressione

$$Q_{x,i} = \frac{K_{x,i}}{\sum_{i=1}^n K_{x,i}} Q_x + \frac{K_{x,i} (y_i - y_G)}{\sum_{i=1}^n K_{x,i} (y_i - y_G)^2 + \sum_{j=1}^m K_{y,j} (x_j - x_G)^2} M \quad (2)$$

essendo Q_x il taglio globale di piano (somma delle forze in direzione x applicate al di sopra dell'interpiano in considerazione), M il momento di tali forze rispetto al baricentro delle rigidezze del piano, x_G e y_G le coordinate del baricentro delle rigidezze del piano (si è ommesso per brevità l'apice r , usato in precedenza per indicare il piano in esame). Questa formula di ripartizione è ottenuta imponendo condizioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione ed è basata sull'ipotesi di impalcato rigido nel suo piano, che consente di esprimere lo spostamento di ciascun telaio in funzione di tre soli parametri per piano (due componenti di spostamento, secondo x ed y , ed una rotazione).

Dal punto di vista operativo, la semplicità di questa formula era inficiata dalla difficoltà nel valutare con precisione la rigidezza, che come si è detto dipende dalla distribuzione delle forze ai vari piani e quindi dall'esito della ripartizione. Diventava pertanto necessario procedere in maniera iterativa, con cicli di ripartizione – risoluzione degli schemi – determinazione della rigidezza. Proprio al fine di accelerare questo procedimento è stato proposto di partire dall'analisi di schemi piani costituiti da tutti i telai paralleli ad una direzione, collegati da pendoli inestensibili e soggetti all'intera azione sismica. Questo modello venne pittorescamente denominato “treno di telai” da A. Giliberti, perché i telai così collegati richiamano alla mente un insieme di vagoni ferroviari, o anche “telaio spaziale traslante”³, perché esso fornisce gli stessi risultati di un insieme spaziale di telai piani, a meno della rotazione degli impalcati.

Modelli e programmi per la risoluzione di schemi tridimensionali erano già stati proposti negli Stati Uniti negli anni '70 (SAP, ETABS) ma il loro uso era strettamente limitato ai grossi centri di calcolo e quindi non alla portata dei tecnici militanti. Solo a partire dalla seconda metà degli anni '80, con la diffusione dei personal computer, la risoluzione di schemi spaziali è realmente diventata disponibile per tutti.

L'insieme spaziale di telai piani, risolto rigorosamente con condizioni di equilibrio della struttura nel suo insieme, e quindi senza passare attraverso la rigidezza dei telai che lo compongono, è rimasto a lungo un punto di riferimento. L'impostazione che consente di determinare in maniera più diretta le caratteristiche di sollecitazione che insorgono in tale schema per effetto di assegnati carichi è probabilmente quella matriciale⁴. In una struttura ad n impalcati, si può

³ A. Ghersi, Edifici antisismici con struttura intelaiata in c.a., CUEN, Napoli, 1986.

⁴ A. Ghersi, R. Coraggio, Analisi matriciale di strutture intelaiate, CUEN, Napoli, 1990.

ricavare per ciascun telaio piano la matrice di rigidezza laterale, di dimensione $n \times n$, che mette in relazione spostamenti orizzontali e forze applicate al telaio in corrispondenza degli impalcati. Le matrici vengono quindi assemblate tenendo conto della posizione dei telai in pianta. Si ottiene così la matrice di rigidezza laterale dello schema spaziale, di dimensione $3n \times 3n$, che mette in relazione le $3n$ componenti di movimento degli impalcati con le forze globali ad essi applicate. Moltiplicando l'inversa di tale matrice per il vettore forze si ottengono gli spostamenti e le rotazioni degli impalcati, che vengono poi utilizzati per determinare gli spostamenti e le sollecitazioni relative al singolo telaio.

Questo modello è però ormai soppiantato, almeno tra i programmi di calcolo commerciali, dal modello di telaio spaziale completo, cioè da un insieme di aste nello spazio tridimensionale. È facile constatare che, se si esamina una struttura effettivamente costituita da telai regolari orientati in due direzioni ortogonali e collegati da impalcati planimetricamente indeformabili, i due modelli forniscono risultati praticamente coincidenti. Il modello di insieme spaziale di telai piani trascura la congruenza verticale e rotazionale tra telai ortogonali nei punti di mutuo contatto. Ma gli spostamenti verticali dei nodi sono veramente piccoli, se i pilastri sono continui dalla base alla sommità e se non si hanno cedimenti fondali; trascurarli è quindi irrilevante ai fini pratici. Per quanto riguarda la congruenza rotazionale, le rotazioni flessionali di un telaio diventano torsionali per il telaio perpendicolare; ma la rigidezza torsionale delle travi è minima e quindi il tener conto di tali rotazioni non cambia praticamente i risultati. Ovviamente il modello di telaio spaziale completo è molto più potente, perché consente di tener conto di tutti quei casi che si allontanano dallo schema innanzi citato. Indispensabile, quindi, quando la struttura è realmente più complessa. Ma si ricordi, come già evidenziato nel capitolo precedente, che la semplicità strutturale è uno dei requisiti fondamentali della buona progettazione e che avere a disposizione uno strumento tanto potente non deve distogliere il progettista dall'obiettivo di organizzare la struttura in modo che sia la più semplice e funzionale possibile.

Nell'Appendice a questo capitolo sono richiamati più dettagliatamente gli approcci computazionali illustrati in questo paragrafo.

4.2. Problematiche di modellazione più recenti

Il progressivo aumento delle capacità computazionale dei computer spinge all'adozione di modelli sempre più sofisticati, nel tentativo di giungere ad una migliore conoscenza del comportamento della struttura. Ad esempio, nel passato si era soliti separare nel calcolo la struttura in elevazione dalla fondazione, considerando la prima come incastrata al piede e la seconda come soggetta alle azioni di incastro della prima. Oggi, invece, tutti i programmi consentono di utilizzare un modello geometrico che include sia la struttura in elevazione che la

fondazione (descritta, ad esempio, come graticcio di travi su suolo alla Winkler). Non c'è dubbio che questo modello sia più realistico e che valga la pena utilizzarlo. Si possono però sottolineare alcune cose che inducono a riflettere:

- È bene che la trave di fondazione sia nettamente più rigida delle travi in elevazione, per evitare cedimenti differenziali. Se questa maggior rigidità vale anche nei confronti dei pilastri, la struttura si comporta sostanzialmente come incastrata al piede.
- Le incertezze sui parametri geotecnici sono molto maggiori rispetto a quelle dei parametri strutturali. Inoltre i geotecnici, che si preoccupano del valore massimo dei cedimenti, potrebbero fornire indicazioni esageratamente prudenti sulla deformabilità del suolo. Sarebbe quindi opportuno ripetere il calcolo per valori estremi dei parametri geotecnici, individuando una fascia di comportamento entro la quale sarà racchiusa la “vera” risposta strutturale. Inoltre la risposta deformativa del terreno dovrebbe essere fortemente differenziata nei confronti di azioni di lunga durata (carichi verticali) e di azioni istantanee (sismiche).
- La maggiore deformabilità che si riscontra per l'inclusione della fondazione nel modello comporta un incremento del periodo proprio del complesso e quindi una riduzione dell'azione sismica. Lo schema con incastro al piede è, da questo punto di vista, cautelativo.
- La deformabilità rotazionale della fondazione riduce il momento flettente al piede dei pilastri del primo ordine ed incrementa quello in testa. Poiché in uno schema incastrato il momento massimo è sempre quello al piede, lo schema è cautelativo. Se lo si usa è però opportuno chiedersi cosa succederebbe nella sezione in testa se il momento dovesse crescere.

Un problema di modellazione abbastanza rilevante nasce dal fatto che la struttura reale è costituita da aste (travi, pilastri ed eventualmente pareti in c.a.) che hanno sezioni di dimensioni non trascurabili ed i cui assi non sempre convergono in singoli punti nodali. Un esempio di aste con assi non convergenti in un unico punto lo si ha, già in uno schema piano, quando sono presenti travi sia emergenti che a spessore o si ha una variazione di sezione del pilastro con mantenimento di una faccia fissa (Fig. 4a). Altri problemi si hanno in presenza di una parete in cemento armato: schematizzarla come se fosse un'asta potrebbe dare risultati affidabili, purché si tenga conto della deformabilità a taglio, ma sorge il problema di come modellare la parte di trave che in realtà risulta interna alla parete (Fig. 4b). Ancora più complessa è la situazione nel caso di strutture tridimensionali, perché gli assi di travi ortogonali molto spesso convergono in punti distanti dall'asse dei pilastri (Fig. 4c, d).

Il modello di insieme spaziale di telai piani consentiva una maggiore flessibilità nella descrizione della struttura, grazie alla sostanziale indipendenza dei telai ortogonali. Il modello di telaio spaziale impone invece una precisa de-

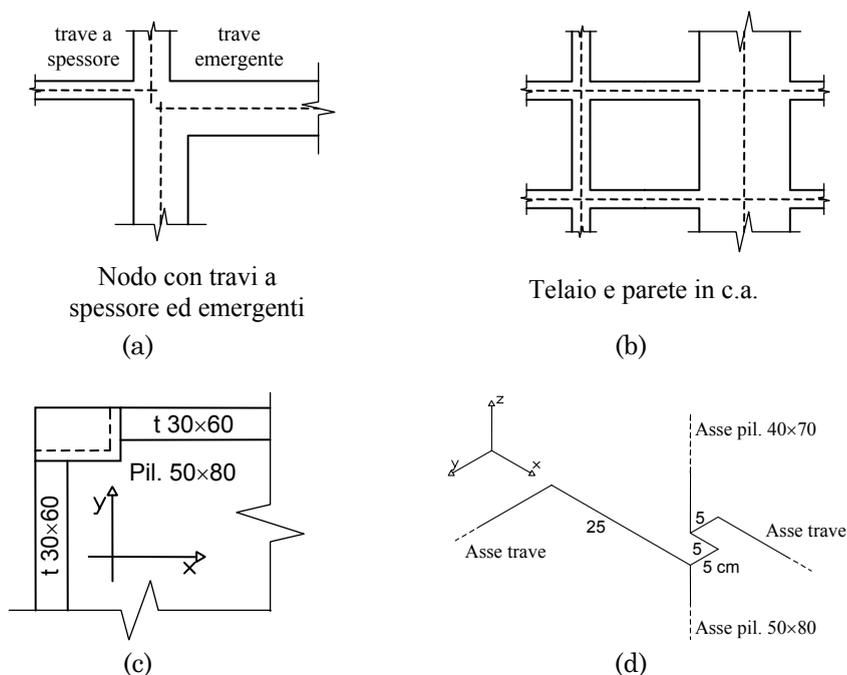


Fig. 4. Problemi di modellazione di aste e nodi

finizione della posizione in pianta dell'asse di ciascun pilastro, amplificando le possibili discrepanze tra realtà e modello di calcolo.

Per ovviare a ciò i programmi più recenti consentono di assegnare tratti rigidi tra il nodo (individuato come punto ma immaginato come un blocco rigido) e l'asta. Il concetto di "tratto rigido all'estremità di un'asta" risale ad oltre 40 anni fa. Sono stati fatti nel passato studi sperimentali volti a valutare la dimensione più corretta da dare a tali tratti⁵ e l'argomento è stato affrontato anche dagli autori di questo volume⁶. Pensato originariamente come una parte di estremità dell'asta (rettilinea), ora esso è visto piuttosto come un *offset* rigido, comunque inclinato, tra il nodo e l'estremità della parte flessibile dell'asta. A seconda dei programmi, questo *offset* può essere assegnato manualmente dall'utente (ma con quanta fatica?) o definito automaticamente dal programma stesso (ma con quali possibilità di controllo?). Teoricamente esso consente di superare il problema citato e di cogliere adeguatamente il comportamento reale della struttura. Nella pratica, capita talvolta di vedere risultati strani e poco

⁵ K. Muto, Aseismic design analysis of buildings, Maruzen, 1974. Edizione italiana: Analisi sismica delle costruzioni in cemento armato, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 1987.

⁶ A. Ghersi, P. Lenza, Teoria degli edifici, vol. terzo, tomo terzo, Telai spaziali per edifici regolari a piani rigidi, Liguori, Napoli, 1988.

giustificabili, che fanno chiedere se il rimedio non possa essere peggiore del male (perlomeno se queste modellazioni sono utilizzate senza adeguata consapevolezza e preparazione).

Un ulteriore problema, noto da sempre ma per semplicità fino ad oggi ignorato, riguarda specificamente le sezioni in cemento armato. È infatti ben noto che tali sezioni sono soggette a fessurazione, in misura dipendente dalla quantità di armature presenti oltre che dal tipo e dall'entità delle caratteristiche di sollecitazione. Nelle verifiche col metodo delle tensioni ammissibili si determinava quindi la posizione dell'asse neutro e si applicavano le formule per la determinazione delle tensioni alla sezione parzializzata. Fare riferimento a questa anche nella risoluzione di schemi iperstatici appariva però non proponibile, perché essa era nota solo dopo il calcolo e dopo aver disposto le armature. Convenzionalmente, quindi, si utilizzava come dato di calcolo la sezione geometrica (cioè quella relativa al solo calcestruzzo, come se esso fosse tutto reagente e non vi fossero armature).

Dibattiti recenti hanno rimesso in discussione questa semplificazione ed hanno portato la normativa a richiedere di “tener conto della fessurazione dei materiali fragili” (NTC 08, punto 7.2.6). L'idea è concettualmente giusta, ma come applicarla? Per gli elementi soggetti a flessione semplice, come le travi, la posizione dell'asse neutro in un modello lineare di secondo stadio (calcestruzzo non reagente a trazione) dipende solo dalle armature. Si noti però che:

- Le armature non sono note a priori. Bisogna quindi fare delle ipotesi iniziali sulla loro entità.
- Le armature in genere variano lungo la trave. Si dovrebbe quindi considerare una sezione con inerzia variabile oppure un'armatura media.
- Le sollecitazioni crescono oltre il limite elastico (non per niente ora si parla di verifica allo stato limite ultimo). Un modello elastico lineare non è quindi pienamente adeguato.

Per gli elementi soggetti a flessione composta, come i pilastri, il problema è ancora più complesso. La posizione dell'asse neutro dipende infatti dall'entità dello sforzo normale e del momento flettente, e varia lungo l'asse perché il momento varia (sensibilmente) lungo esso. La rigidità della sezione fessurata può quindi essere determinata solo dopo aver risolto lo schema.

È da sottolineare che questa richiesta della normativa appare un po' come una “fuga in avanti” perché non è adeguatamente supportata da ricerche in grado di fornire indicazioni applicative. Per tentare di venire incontro ai professionisti la norma aggiunge che “in caso non siano effettuate analisi specifiche la rigidità flessionale di elementi in cemento armato può essere ridotta fino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente”. Il cenno finale allo sforzo assiale è importante, perché sicuramente, a parità di sezioni e

armature, un pilastro compresso avrà una sezione reagente maggiore e quindi sarà più rigido di una trave. Ma di quanto? Solo a titolo di esempio si riportano i risultati ottenuti per un'asta in calcestruzzo di classe C25/30 ed acciaio B450C, lunga 4.00 m, di sezione 30×60 armata con differenti valori dell'armatura superiore e inferiore $A_s=A'_s$ e con 2+2Ø14 di parete, vincolata in modo da avere rotazioni uguali alle estremità. Si sono considerati tre valori dello sforzo normale, corrispondenti ad una tensione media di 0, 3.5 e 7.0 MPa (cioè all'incirca 0, 0.25 f_{cd} , 0.50 f_{cd}) e due valori del momento flettente all'estremità, corrispondenti al momento resistente della sezione ed alla sua metà. Si è calcolato la deformazione dell'asta tenendo conto della parzializzazione della sua sezione (di entità variabile lungo l'asta) e si è poi determinato il coefficiente moltiplicativo da applicare al momento d'inerzia della sezione geometrica per ottenere la stessa deformazione in un'asta a sezione costante. I valori ottenuti usando un modello del materiale elastico lineare sono riportati in Tab. 3; usando un modello non lineare e tenendo conto del *tension shift* si otterrebbero valori un po' più bassi. I risultati mostrati in tabella evidenziano quanto sia delicato il problema. La quantità di armatura presente ha un ruolo rilevante, ma ancora più forte è l'influenza dello sforzo normale. Inoltre a parità di N la rigidezza cambia notevolmente al variare del momento massimo, specialmente per sezioni meno armate e con maggior sforzo normale. Si noti che, avendo assunto come riferimento il momento d'inerzia della sezione geometrica il coefficiente moltiplicativo può essere anche maggiore dell'unità, perché per sezioni tutte compresse il momento d'inerzia cresce per il contributo delle armature.

E allora, che fare? Qualcuno ha interpretato l'indicazione della norma come un invito a ridurre sempre la rigidezza al 50%, sia per le travi che per i pilastri. Ma questa scelta non trova riscontro nei numeri qui indicati e non è per niente prudente. Una riduzione di rigidezza di questa entità porterebbe semplicemente ad aumentare il periodo proprio del 40% e quindi, in molti casi, a ridurre l'azione sismica del 30%. È inoltre da sottolineare che tutti i coefficienti di

Tab. 3. Riduzione della rigidezza per effetto della fessurazione:
 (a) $A_s=A'_s = 3\text{Ø}14$; (b) $A_s=A'_s = 3\text{Ø}20$; (c) $A_s=A'_s = 4\text{Ø}20+1\text{Ø}14$

N (kN)	M (kNm)			riduzione		
	(a)	(b)	(c)	(a)	(b)	(c)
0	80	125	175	0.332	0.562	0.772
	160	250	350	0.332	0.562	0.772
630	130	180	225	0.639	0.729	0.886
	260	360	450	0.379	0.590	0.792
1260	145	195	240	1.151	1.176	1.233
	290	390	480	0.562	0.699	0.870

sicurezza che intervengono nelle analisi sono stati tarati sempre con calcoli basati sulla sezione geometrica, non fessurata. La migliore scelta è quindi, forse, non cambiare rispetto al passato.

4.3. Elementi principali e secondari

Esaminando il comportamento sismico di una struttura è importante sottolineare che in essa vi sono elementi essenziali per portare le azioni sismiche (elementi *principali*) ed altri che hanno rigidezza e resistenza tanto modesta da non dare un contributo significativo (elementi *secondari*). In linea di massima potrebbero essere considerati elementi secondari:

- le travi a spessore, in una struttura intelaiata con un gran numero di travi emergenti;
- i pilastri “di piatto”, in una struttura con pilastri di sezione rettangolare nettamente allungata;
- al limite, tutte le travi ed i pilastri, in una struttura con pareti in cemento armato.

Un modo adeguato per dimostrare che un elemento (o un insieme di elementi) può essere considerato secondario consiste nel valutare l'effetto del sisma con due modelli, uno che includa e l'altro che non consideri l'elemento in questione. Il confronto tra i risultati (in termini di caratteristiche di sollecitazione o, più globalmente, di spostamenti degli impalcati) consente di giudicare se le differenze sono percentualmente rilevanti (orientativamente, superiori al 10%) oppure no. Ovviamente un confronto del genere è oneroso e sarà fatto occasionalmente, quasi a livello di studio per avere conferma delle proprie convinzioni, oppure per rispondere a specifiche obiezioni mosse da chi è deputato al controllo della progettazione.

Gli elementi secondari “possono essere rappresentati unicamente in termini di massa” (NTC 08, punto 7.2.6). In questo caso occorre comunque determinare le sollecitazioni che in essi nascono per il rispetto della congruenza, cioè per le rotazioni e gli spostamenti forniti dal calcolo dello schema strutturale, e dotarli di una sufficiente resistenza e duttilità. Ma è quasi sempre più comodo inserire tali elementi nel modello strutturale ed armarli in base ai risultati del calcolo. Non è però necessario che questi elementi soddisfino rigorosamente i requisiti imposti agli elementi principali (ad esempio, minimi dimensionali, minimi di armatura longitudinale o di staffe, gerarchia delle resistenze, ecc.); questi requisiti potranno quindi essere considerati semplicemente come indicazioni verso cui tendere, nei limiti del buon senso.

4.4. Modellazione delle tamponature

In generale le tamponature, così come gli elementi secondari, possono essere rappresentate unicamente in termini di massa ed in questo caso la prassi usua-

le consiste nel non considerare le tamponature nello schema geometrico. In verità l'Eurocodice 8, punto 4.3.1 (8), raccomanda “che siano tenute in conto le pareti di tamponamento che incrementano in modo significativo la rigidezza laterale e la resistenza dell'edificio”. In particolare la norma europea (punto 4.3.6) sottolinea che bisogna tener conto delle irregolarità, in pianta e in altezza, che possono essere provocate dalle tamponature e degli effetti sfavorevoli locali indotti dall'interazione telaio-tamponatura.

Una non corretta disposizione planimetrica delle tamponature può provocare rotazioni elevate, non colte dal modello di struttura nuda. Ciò può avvenire ad esempio in un edificio simmetrico che sia costruito in adiacenza ad un altro e che abbia quindi ad un lato pareti cieche (con tamponature robuste) ed all'altro pareti con grandi aperture (con tamponature che quasi non danno un contributo irrigidente). Particolare attenzione deve essere prestata in schemi non simmetrici, perché lo sforzo di bilanciare la rigidezza strutturale con un opportuno orientamento dei pilastri può essere vanificato dalla rigidezza delle tamponature. In queste situazioni può essere opportuno inserire le pareti nel modello di calcolo, preferibilmente con più modellazioni (con maggiore e minor rigidezza) per valutare la sensibilità del comportamento strutturale alla posizione e proprietà delle tamponature.

Una riduzione drastica delle tamponature in un piano rispetto agli altri, come avviene ad esempio in un piano adibito a negozi e quindi con grandi vetrine, ha effetti deleteri sulla duttilità globale dello schema. In questi casi, se si adotta un'analisi lineare con fattore di struttura è inutile inserire le pareti nel modello. Si dovranno piuttosto amplificare gli effetti del sisma nel piano debole, moltiplicandoli per un opportuno coefficiente η (vedi EC8, punto 4.3.6.3.2).

L'interazione tra tamponatura e telaio induce nella prima tensioni di compressione sostanzialmente dirette secondo la diagonale. Contemporaneamente la tamponatura esercita azioni distribuite all'estremità del pilastro e della trave (Fig. 5a). Di conseguenza insorge nel pilastro uno sforzo assiale, nonché a-

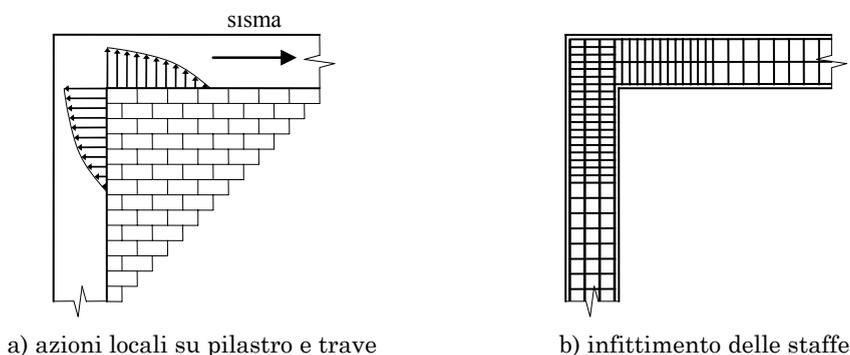


Fig. 5. Interazione tra tamponatura e telaio

zioni taglianti e flettenti che hanno entità rilevante, nonostante l'ampiezza limitata della zona interessata. Se la tamponatura è schematizzata come un pendolo diagonale (vedi più avanti) lo sforzo normale N ed il taglio V sono pari alla componente verticale ed orizzontale dello sforzo normale nel pendolo. L'azione flettente M può convenzionalmente essere valutata mediante l'espressione $M = V l / 10$, avendo indicato con l la lunghezza dell'asta del telaio. Flessione e taglio nascono, analogamente, anche nella trave ma per questa è poco rilevante lo sforzo normale, assorbito complessivamente dall'impalcato. La presenza di queste azioni è un'ulteriore motivazione della particolare considerazione che merita la staffatura dei nodi e dei tratti terminali delle travi e dei pilastri negli edifici in zona sismica (Fig. 5b).

La valutazione dell'effettivo contributo della muratura inserito in una maglia di un telaio presenta notevole complessità. La sua presenza infatti non altera l'integrità e la continuità della struttura intelaiata, ma contrasta l'avvicinamento dei vertici della maglia nella quale è inserito, mentre non esplica alcuna azione nel caso di allontanamento (vincolo interno unilaterale). Inoltre, se gli elementi in muratura non sono inizialmente ben ammorsati alla maglia del telaio in cemento armato l'interazione può verificarsi solo dopo deformazioni a volte cospicue. Una modellazione efficace dovrebbe quindi utilizzare elementi finiti in grado di differenziare il comportamento a trazione da quello a compressione ed elementi di collegamento che esplicano un'azione solo dopo uno spostamento predefinito (elementi *gap*).

Nelle applicazioni pratiche si utilizzano schematizzazioni semplificate. Il pannello può essere considerato come un unico elemento lastra collegato ai nodi della struttura. Più semplicemente, e forse con maggior efficacia, può essere schematizzato come una coppia di pendoli che collegano i nodi diagonalmente opposti senza alterare l'integrità del telaio. Tali pendoli contrastano, come si è detto, solo l'avvicinamento dei relativi estremi. Per azioni orizzontali è quindi attivo in genere solo uno dei due.

Studi sperimentali svolti dal 1962 al 1977 da B. Stafford Smith⁷ mostrano che la rigidità globale del complesso telaio-pannello dipende, oltre che dalle caratteristiche della muratura e dallo spessore della parete, anche dalla estensione della zona di contatto, e quindi sia dal rapporto base/altezza del pannello che dalla rigidità relativa dei due elementi. La larghezza B da assegnare alla sezione del pendolo può essere ottenuta come aliquota della lunghezza della diagonale del pannello l_d . Al variare dei fattori anzidetti B è compresa tra 0.15 e 0.30 l_d . In base a tali considerazioni, la normativa per le riparazioni ed il raf-

⁷ B. Stafford Smith, Lateral stiffness of infilled frames, Journal of Structural Division, ASCE, 1962; B. Stafford Smith, A method of analysis for infilled frames, Proc. ICE, 1969; J.R. Riddington, B. Stafford Smith, Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations, The structural engineer, 1977.

forzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle Regioni Basilicata, Campania e Puglia⁸ [consiglia di assumere cautelativamente una larghezza $B=0.10 l_d$. M. Pagano⁹ propone invece di mettere in relazione la larghezza del pendolo con l'area A del pannello: $B=0.5 A/l_d$. Tale espressione equivale a $B=0.5 \sin \alpha \cos \alpha l_d$, dove α è l'angolo formato dalla diagonale con l'orizzontale. Per gli usuali rapporti base/altezza dei pannelli questa fornisce per B un valore compreso tra 0.20 e 0.25 l_d , comparabile con quelli ottenuti da Stafford Smith ma sensibilmente maggiore di quanto proposto dalla normativa.

Per avere un'idea del contributo dovuto ad una diagonale, si consideri che la sua presenza equivale ad aggiungere un ulteriore pilastro con nodi impediti di ruotare e sezione di inerzia

$$I^* = \frac{1}{12} A_d h_r^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha \frac{E_d}{E} \quad (3)$$

ove h_r indica l'altezza dei pilastri del piano r , A_d la sezione della diagonale ed E_d il modulo di elasticità dell'elemento diagonale.

Ancora più complesso è il caso di tamponature con aperture. Potrebbe essere ancora utilizzato lo schema di pendolo, purché la sezione venga opportunamente ridotta rispetto al caso del pannello non forato. Mancano però precise indicazioni bibliografiche sull'entità della riduzione, che andrà quindi effettuata sulla base dell'esperienza o di considerazioni semplificative. Si potrebbero ad esempio utilizzare modellazioni locali, della maglia di telaio (come aste) e del pannello murario (come insieme di elementi lastra), per fare una valutazione comparativa della rigidezza del pannello forato rispetto a quello senza aperture.

Ulteriori problemi nascono per il fatto che la collaborazione delle tamponature è limitata sia dalla resistenza della muratura, caratterizzata da rottura fragile, sia dal rischio di instabilità fuori dal piano del pannello. Entrambi i fenomeni producono, in pratica, l'improvvisa messa fuori uso dell'elemento resistente, con conseguente redistribuzione del taglio assorbito.

5. Analisi dei risultati degli schemi base

Un attento esame dei risultati dei sei schemi base è fondamentale per comprendere il comportamento della struttura che si sta progettando e per decidere

⁸ D.M. 2/7/1981, Normativa per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in cemento armato danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia; Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in cemento armato ed a struttura metallica danneggiati dal sisma, 1981.

⁹ M. Pagano, L'irrigidimento dei telai sottoposti a forze orizzontali, *Qualità e costi degli edifici in relazione ai materiali e ai sistemi di costruzione*, 1969; M. Pagano, *Teoria degli edifici*, vol. 3°, tomo 2°, Liguori, Napoli, 1981.

eventuali modifiche per migliorarlo. Non è superfluo ricordare che nell'esame dei risultati va mantenuto costantemente un atteggiamento critico. I valori ottenuti devono essere sempre confrontati, almeno per ordine di grandezza, con quanto previsto in base all'esperienza o a calcoli molto semplificati. Discordanze notevoli richiedono accurate riflessioni per trovarne una motivazione e non vanno mai accantonate "perché il calcolatore ha sempre ragione". Tra l'altro, il modo migliore per scoprire errori nei dati, che a volte sfuggono al più attento controllo, consiste proprio nell'individuare anomalie nei risultati.

Si è già detto che l'effetto del sisma può essere valutato mediante una analisi statica oppure modale. I due approcci richiedono considerazioni diverse nell'analizzare i risultati e sono quindi discussi in due paragrafi distinti.

5.1. Carichi verticali

I risultati dell'analisi dello schema soggetto a soli carichi verticali, siano questi i valori più alti che si devono considerare in assenza di sisma che i valori minori che andranno poi accoppiati all'effetto del sisma, raramente riservano sorprese.

È in genere opportuno dare un rapido sguardo preliminare agli spostamenti orizzontali degli impalcati. Questi, rigorosamente nulli in caso di simmetria, dovrebbero comunque essere molto piccoli e quindi in pratica ininfluenti sulla risposta strutturale. Spostamenti di un certo rilievo potrebbero indicare forti dissimmetria, geometriche o di carico, che dovrebbero essere evidenziate in un accurato esame dello schema.

Si può poi passare ad esaminare i valori massimi dei momenti flettenti nelle travi. Questi dovrebbero corrispondere ai valori previsti (orientativamente, dell'ordine di grandezza di $q l^2 / 10$). Importante è anche un giudizio sull'andamento del momento flettente nelle campate. Sarebbe ottimale un andamento uniforme che si ripete senza troppe differenze da una campata all'altra, ma questo è difficile da ottenersi per i numerosi condizionamenti che hanno guidato la disposizione dei pilastri.

È infine opportuno controllare gli sforzi normali nei pilastri, per verificarne la compatibilità con le stime preliminari effettuate in fase di dimensionamento.

5.2. Forze orizzontali – analisi statica

La prima cosa da esaminare sono gli spostamenti orizzontali degli impalcati, indotti dalle forze applicate in direzione x e y . Essi sono infatti fondamentali per capire cosa succede nei singoli elementi strutturali. Partendo dall'impalcato di copertura, bisogna controllare se esso tende sostanzialmente a traslare oppure presenta rotazioni significative. Il controllo va poi esteso agli altri impalcati, per verificare se la situazione (di traslazione o rotazione) si ripete in maniera sostanzialmente analoga a tutti i livelli. In presenza di rotazioni rilevanti sarebbe opportuno rimettere in discussione il dimensionamento della struttura e l'orientamento

dei pilastri, per conferire maggiore rigidezza alla parte che si sposta di più. È anche importante raffrontare gli spostamenti che si hanno per effetto delle forze applicate nell'una e nell'altra direzione. Sarebbe preferibile avere spostamenti all'incirca uguali, che indicano uguale rigidezza della struttura nelle due direzioni.

Prima di procedere oltre è necessario chiedersi se la stima del periodo, fondamentale per la valutazione delle forze orizzontali, è accettabile o no. La formula di Rayleigh, presentata nel capitolo 2 (eq. 39), consente di determinare il periodo fondamentale in funzione delle masse, delle forze orizzontali e dei conseguenti spostamenti. La formula nasce in realtà per schemi piani e nell'applicarla ad un edificio è opportuno far riferimento allo spostamento del centro di massa. Determinato il periodo, che può essere diverso nelle due direzioni, lo si confronta con il valore assunto nel valutare le forze. In particolare, il confronto deve essere fatto con riferimento alle ordinate spettrali corrispondenti. Se si trova una discordanza e si nota, ad esempio, che l'ordinata corretta è maggiore del 10% di quella stimata inizialmente si sa subito che le forze – e quindi tutti i risultati – andrebbero incrementati di tale percentuale.

Si può poi passare ad esaminare i momenti flettenti nei pilastri e nelle travi. Ci si deve aspettare valori maggiori nei pilastri allungati secondo la direzione del sisma e irrigiditi da travi emergenti e nelle travi poste tra pilastri rigidi, in particolare nelle travi più corte. Si noti inoltre che, se vi sono sensibili rotazioni degli impalcati o forti differenze di rigidezza nelle due direzioni, saranno in genere più sollecitati i pilastri e le travi dei telai che si spostano di più. Nel caso vi siano aste inclinate o fuori piano, come spesso accade in prossimità della scala, occorre controllare con particolare attenzione le sollecitazioni nelle aste in prossimità di tale irregolarità.

Attenzione deve essere dedicata anche agli sforzi normali nei pilastri, in particolare a quelli di estremità o in prossimità di travi rigide. Valori rilevanti, comparabili con quelli indotti dai carichi verticali (in particolare, da quelli da accoppiare al sisma) possono creare forti problemi, soprattutto per la decompressione, o addirittura trazione, ma a volte anche per l'eccessiva compressione. Tali situazioni corrispondono spesso a travi eccessivamente rigide, per le quali sarà opportuna una riduzione della sezione.

È inoltre opportuno confrontare i valori massimi forniti dal calcolo con quelli previsti nella fase di dimensionamento e verifica di massima, descritta nel capitolo precedente. Sensibili differenze vanno meditate attentamente, per capire se sono dovute ad errori materiali nell'immissione dei dati oppure sono reali (e in tal caso per migliorare con l'esperienza le proprie capacità predittive).

Già in questa fase si può, infine, esprimere un giudizio sull'ammissibilità delle sollecitazioni in travi e pilastri, includendo anche l'effetto dei carichi verticali e ricordando che potrà esserci un ulteriore incremento a causa dell'eccentricità accidentale e della combinazione delle due componenti del sisma. Sugge-

rimenti su come esprimere un giudizio e su come eventualmente modificare l'impostazione della carpenteria e le dimensioni delle sezioni per migliorare il comportamento della struttura sono riportati alla fine del paragrafo 7.

5.3. Analisi modale

Anche in questo caso il punto di partenza deve essere l'esame degli spostamenti degli impalcati, in particolare delle deformate modali (che sono una proprietà del sistema, e quindi indipendenti dalla direzione del sisma), nonché del contributo che i singoli modi danno al moto complessivo della struttura (cioè dalle masse partecipanti dei diversi modi, che dipendono dalla direzione del sisma e vanno quindi esaminate separatamente per sisma agente in una e nell'altra direzione).

Se la struttura ha due assi di simmetria, le deformate modali sono disaccoppiate, cioè costituite solamente da traslazioni secondo x , traslazioni secondo y oppure rotazioni. L'ordine con cui i modi si alternano dipende dalla rigidità degli elementi strutturali. Una distribuzione uniforme (nelle due direzioni e in pianta) di tali elementi fa sì che i modi abbiano a tre a tre periodi molto prossimi tra loro: i primi tre presenteranno spostamenti o rotazioni tutti nello stesso verso (corrispondendo quindi al primo modo di uno schema piano); i secondi tre avranno una inversione dei segni (come per un secondo modo), e così via. Differenze nelle rigidità corrispondono a differenze nei periodi ed i modi in tal caso possono "accavallarsi" (ad esempio il primo modo in una direzione potrà venire dopo il secondo modo nell'altra direzione). Strutture non simmetriche presentano invece modi accoppiati, con la presenza contemporanea di spostamenti nelle due direzioni e rotazioni.

Anche le masse partecipanti sono un sicuro indicatore di regolarità, o mancanza di regolarità, strutturale. Con riferimento a ciascuno dei gruppi di tre modi innanzi citati, e in particolare al primo, la presenza di una massa partecipante nettamente maggiore per un modo a prevalente traslazione secondo x (o y) indica un comportamento bilanciato in quella direzione. Al contrario, la mancanza di una netta prevalenza di un modo rispetto agli altri indica un accoppiamento e quindi una mancanza di regolarità in pianta. I valori della massa partecipante forniscono anche informazioni sulla regolarità in altezza. In particolare, la presenza di contributi analoghi in termini di massa partecipante, dati da modi corrispondenti a prevalente traslazione secondo x (o y) ma con differenti inversioni di segno, è chiaro indice di irregolarità in altezza.

Occorre inoltre controllare se si è preso in considerazione un numero di modi adeguato, cioè tale da includere almeno l'85% della massa partecipante (o da non trascurare modi con massa partecipante superiore al 5%).

Questi rilievi numerici consentono di esprimere una valutazione motivata sulla regolarità dell'edificio, in pianta e in altezza, sicuramente più affidabile rispetto a quanto definito dalla norma. È ovviamente importante un riscontro

tra quanto indicato dall'analisi e quanto previsto in base alla distribuzione di rigidezze riscontrata nell'analisi sommaria dell'edificio. Ancor più importante è però la possibilità di esprimere un giudizio qualitativo sul comportamento della struttura. Per avere un buon comportamento è preferibile che le deformate modali siano pressoché disaccoppiate; in presenza di contemporanee traslazioni e rotazioni sarebbe opportuno rimettere in discussione il dimensionamento della struttura e l'orientamento dei pilastri, per conferire una maggiore rigidezza alla parte che tende a spostarsi maggiormente.

È opportuno riflettere anche sui valori dei periodi, in particolare dei primi, confrontandoli con quelli forniti dalle espressioni semplificate della norma o da altre formule disponibili in bibliografia. Si noti inoltre che se i modi torsionali hanno periodo nettamente superiore a quelli traslazionali, ciò è indice di una scarsa rigidezza torsionale della struttura. In tal caso è opportuno variare l'orientamento dei pilastri in maniera tale da aumentare la rigidezza torsionale.

Subito dopo si può esaminare l'inviluppo delle deformate modali, calcolato con gli usuali metodi di combinazione (SRSS o CQC). Si noti che mentre la deformata di piano del singolo modo è rettilinea, per la rigidezza dell'impalcato, l'inviluppo è in genere curvilineo; ciò dipende dal fatto che i massimi si ottengono, punto per punto, in istanti diversi e quindi per differenti deformate rigide.

I criteri esposti in precedenza per le deformate prodotte dalle forze dell'analisi statica servono da guida anche nell'esprimere un giudizio sull'inviluppo modale delle deformate. Lo stesso può dirsi per quanto riguarda l'inviluppo modale delle caratteristiche di sollecitazione nelle aste. Si osserva solo che, di per sé, l'inviluppo modale è privo di segno. Ciò può portare a volte a confusione o errori nel tracciare i diagrammi o nel combinare insieme due distinte caratteristiche di sollecitazione (ad esempio M ed N). Per questo motivo alcuni programmi assegnano convenzionalmente ai valori inviluppo delle caratteristiche di sollecitazione il segno dei valori forniti dal modo predominante (cioè quello con massa partecipante maggiore).

5.4. Effetto dell'eccentricità accidentale

Come già indicato in precedenza, è più comodo tener conto dell'eccentricità applicando a ciascun piano coppie pari alle forze statiche moltiplicate per l'eccentricità. Questo vale anche se si è scelto di usare l'analisi modale per gli schemi base indicati con 3 e 4 nel paragrafo 3. In questo caso, conoscendo dall'analisi modale il periodo fondamentale (per ciascuna direzione) le forze statiche andranno valutate usando l'ordinata spettrale a questo corrispondente. Si noti che, poiché le coppie da applicare per l'eccentricità nell'una e nell'altra direzione stanno in un rapporto ben preciso, basterebbe risolvere un unico schema e ricavare i risultati dell'altro con una semplice proporzione (questo è in particolare vero con le indicazioni delle NTC 08 che impongono una eccentricità uguale

a tutti i piani). Si ritiene però più ordinato “mentalmente” risolvere entrambi gli schemi, o comunque parlare di essi come schemi distinti.

Il giudizio sull’effetto dell’eccentricità accidentale può essere espresso guardando gli spostamenti orizzontali degli impalcati e confrontandoli con quelli provocati dalle forze (statiche o modali). In particolare, il confronto va fatto fra spostamenti in direzione x per gli schemi base 3 e 5, e fra spostamenti in direzione y per gli schemi 4 e 6. Per ciascun estremo dell’impalcato si calcherà il rapporto tra spostamenti indotti dalle coppie e dalle forze. Se, ad esempio, questo rapporto è 0.10 (ed è più o meno lo stesso a tutti i piani) ciò vuol dire che a tale estremo anche le caratteristiche di sollecitazione crescono del 10%. Percentuali di tale ordine di grandezza sono usuali e indicano una adeguata rigidità torsionale. Percentuali molto superiori sono invece segno di una deformabilità torsionale eccessiva, che andrebbe corretta rivedendo orientamento e dimensioni dei pilastri in carpenteria.

In effetti, la normativa (NTC 08, punto 7.3.3.2) suggerisce di tener conto dell’eccentricità accidentale amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con l’azione sismica applicata al centro di massa nella sua posizione nominale, mediante il coefficiente δ dato da

$$\delta = 1 + k \frac{x}{L_e} \quad (4)$$

essendo x la distanza dell’elemento resistente dal baricentro del piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell’azione sismica, ed L_e la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo. Questa possibilità è limitata al caso di strutture simmetriche ed è prescritto il valore $k = 0.6$ che deriva dal considerare presenti una serie di elementi resistenti di uguale rigidità e distribuiti uniformemente in pianta in una direzione (e niente nella direzione ortogonale). Valutare il rapporto di spostamenti indicato in precedenza consente di determinare uno specifico valore di k ed applicare anche a strutture non simmetriche questa espressione in forma generalizzata

$$\delta = 1 + \frac{v_{M,\max}}{v_{F,\max}} \frac{x}{x_{\max}} \quad (5)$$

essendo $v_{M,\max}$ e $v_{F,\max}$ gli spostamenti massimi all’estremo dovuti rispettivamente alle coppie e alle forze ed x_{\max} la distanza dell’estremo dall’asse di rotazione (che a rigore è il centro delle rigidità, ma con sufficiente approssimazione si può far riferimento per semplicità al centro geometrico dell’impalcato).

5.5. Considerazioni sull’effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma

L’effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma viene espressamente considerato nel combinare gli schemi base. Si ritiene però op-

portuno fornire dei criteri che consentano di valutare fin d'ora quanto tale combinazione sia rilevante, perché anche questo fa parte del giudizio che in questa fase si deve esprimere sui risultati.

Anche in questo caso il giudizio può essere espresso direttamente esaminando gli spostamenti orizzontali. In particolare si può calcolare a ciascun estremo il rapporto tra gli spostamenti in una direzione indotti dalla forza applicata nella direzione ortogonale (moltiplicati per 0.3) e gli spostamenti indotti dalla forza applicata nella stessa direzione. Si ha così una percentuale di incremento che può essere trattata in maniera analoga a quanto appena visto per l'eccentricità accidentale. Si noti che una progettazione ottimale, che garantisca il disaccoppiamento del moto nelle due direzioni ortogonali, renderebbe l'effetto di cui ora si parla praticamente nullo. La sua entità è invece in generale non nulla e tanto maggiore quanto più forte è la rotazione planimetrica. Si osservi inoltre che l'uso dell'analisi modale, al posto di quella statica, tende ad amplificare la rotazione e quindi tale effetto.

6. Combinazione degli schemi base

Fino a non molto tempo fa il progettista di strutture antisismiche aveva ben chiaro cosa aspettarsi dal calcolo. Risolti gli schemi base, carichi verticali e forze orizzontali (nell'una e nell'altra direzione), doveva – per ciascun telaio dello schema spaziale – sommare e sottrarre al diagramma del momento flettente prodotto dai carichi verticali quello prodotto dalle forze (nella direzione del telaio). I diagrammi degli schemi base e quello complessivo ottenuto con la loro combinazione avevano un aspetto ben noto, anche dal punto di vista grafico, ed era facile capire “ad occhio” il comportamento della struttura, individuarne le carenze o scoprire eventuali errori nell'input dei dati.

Oggi questo sembrerebbe non più possibile, specialmente se si guarda cosa propongono in genere i programmi commerciali. Ma l'obiettivo di questo paragrafo è di mostrare come, invece, tutto può ancora essere visto sostanzialmente come prima.

Una prima complicazione è stata introdotta dall'uso dell'analisi modale al posto di quella statica. Applicando forze orizzontali ad un telaio si ottengono diagrammi con aspetto ben noto: lineari (a farfalla) nelle travi e lineari anche nei pilastri, per questi ultimi con punto di nullo in genere in prossimità di metà altezza ma a volte spostato (o addirittura assente, ad esempio ai piani inferiori se le travi sono molto deformabili). L'analisi modale fornisce come risultato un involuppo dei valori dei singoli modi, calcolato con formule che non forniscono il segno. E allora un primo provvedimento indispensabile è assegnare un segno a questi valori. Si ricorda, ancora una volta, che l'analisi modale non è altro che la risoluzione della struttura soggetta a più insiemi di forze. Se la struttura è

ben dimensionata ve ne sarà uno nettamente predominante, con massa partecipante prossima o superiore all'80%. Ma anche in situazioni peggiori, salvo rare eccezioni, si può individuare un modo chiaramente più importante degli altri. In questi casi basta quindi assegnare ai valori che ciascuna grandezza (momento flettente, taglio, sforzo normale in una qualsiasi sezione) assume come inviluppo modale il segno che essa ha nel modo predominante (ovvero per l'insieme di forze corrispondenti al modo predominante). Si ritorna così ad un diagramma di momento flettente di aspetto familiare. Si può anche osservare che in ciascuna asta l'andamento dell'inviluppo del momento sarebbe rigorosamente lineare se il punto di nullo dei diagrammi indotti dai diversi insiemi di forze fosse sempre lo stesso. Questo punto in effetti dipende quasi esclusivamente dalla distribuzione delle rigidezze (che ovviamente è sempre la stessa) e molto poco dalla distribuzione delle forze modali (che invece variano da modo a modo); l'andamento dell'inviluppo è quindi sempre sostanzialmente lineare.

Una nuova, grossa complicazione è stata introdotta dalle normative più recenti, che richiedono di tener conto dell'eccentricità accidentale e della contemporanea presenza delle due componenti del sisma. Nel paragrafo 3 si sono elencati i sei schemi base da risolvere. Il primo (carichi verticali massimi, cioè con i valori g_d e q_d) deve essere considerato a se stante, perché riferito ad una condizione non sismica. Gli altri devono essere combinati tra loro come segue: carico verticale in presenza di sisma (cioè valore quasi permanente $g_k + \psi_2 q_k$) \pm [effetto del sisma in una direzione (x o y) \pm effetto dell'eccentricità accidentale in quella direzione] $\pm 0.3 \times$ [effetto del sisma nell'altra direzione \pm effetto dell'eccentricità accidentale nell'altra direzione]. Nell'elenco sono presenti cinque scelte: i quattro \pm e l'alternativa x o y . Si arriva così a 2^5 ovvero 32 distinte combinazioni di carico. Questo numero può ulteriormente crescere, ad esempio se si vuole valutare in maniera più precisa lo sforzo normale da carichi verticali (si rileggano le "ulteriori considerazioni sui carichi verticali" al termine del paragrafo 2.2).

Eppure anche da questo guazzabuglio si può tirare fuori qualcosa di semplice, specialmente per strutture che abbiano comportamento che si ripete in altezza con un minimo di regolarità. Si prenda in esame uno qualsiasi dei telai piani che costituiscono lo schema spaziale (o, al limite, anche un solo elemento – trave o pilastro – se non sono individuabili telai). Lo schema base 3 (F_x , ovvero sisma x) produce un ben definito spostamento orizzontale di tale telaio¹⁰ (e ben definiti segni delle caratteristiche di sollecitazione); se lo spostamento è positivo si prenda lo schema così com'è, altrimenti lo si consideri cambiato di segno. Lo schema 5 ($F_x e_y$, ovvero eccentricità per sisma x) incrementa lo spostamento e le sollecitazioni se preso con un opportuno segno, ad esempio positivo

¹⁰ Si è parlato poco prima di regolarità in altezza, per assumere che il segno dello spostamento sia lo stesso per tutti i traversi. Se in qualche raro caso ciò non è vero, si ripeterà il ragionamento per il singolo piano o per la singola asta.

(+). Si può allora dire che per quel telaio l'effetto complessivo del sisma x è dato da $F_x + F_x e_y$. Analogamente si può procedere per lo stesso telaio considerando lo schema base 4 (F_y , ovvero sisma y) e lo schema 6 ($F_y e_x$, ovvero eccentricità per sisma y) per determinare l'effetto complessivo del sisma y . Si noti che quanto detto equivale a scegliere una tra le possibili accoppiate degli schemi base 3 e 5 per ottenere l'effetto complessivo del sisma x e degli schemi base 4 e 6 per ottenere l'effetto complessivo del sisma y . Ovviamente queste accoppiate dipendono dal telaio che si sta considerando. Un'alternativa ugualmente comoda consiste nel sommare i valori assoluti degli effetti degli schemi 3 e 5 (o 4 e 6) ed attribuire poi a questa somma il segno fornito dallo schema 3 (o 5) se questo schema provoca spostamenti positivi, o il segno opposto in caso contrario. Si può infine sommare all'effetto complessivo del sisma x il 30% dell'effetto complessivo del sisma y ; poiché ciascuno di questi comporta uno spostamento positivo si avrà un incremento dello spostamento complessivo. Si ottiene così quello che può essere definito effetto del sisma prevalente in direzione x . Analogamente si può sommare all'effetto complessivo del sisma y il 30% dell'effetto complessivo del sisma x , ottenendo l'effetto del sisma prevalente in direzione y .

Si sono così ottenuti due insiemi di valori, che possono essere trattati con lo stesso criterio che si seguiva nel passato. Per le travi di un telaio parallelo ad uno degli assi si potrà sicuramente considerare direttamente l'effetto del sisma prevalente in tale direzione, sommandolo e sottraendolo a quello dei carichi verticali (valori quasi permanenti, da accoppiare al sisma). Si ricorda che, nel valutare le caratteristiche di sollecitazione massime, si dovrà anche prendere in considerazione lo schema con carichi verticali massimi (in assenza di sisma) che in alcuni casi (travi a spessore, oppure travi molto lunghe e molto caricate) potrà portare a risultati più gravosi. Per le travi di telai inclinati in pianta si dovranno invece confrontare i due insiemi di valori, per individuare quale è il più gravoso. Analogamente, nel caso dei pilastri ciascun insieme provoca flessione nelle due direzioni ortogonali e si dovranno effettuare verifiche a pressoflessione deviata tenendo conto, separatamente, dell'effetto del sisma prevalente in direzione x e del sisma prevalente in direzione y .

È infine opportuno ricordare che i valori così ottenuti non rappresentano il reale comportamento dell'edificio ma solo l'esito della modellazione effettuata. È quindi importante riguardarli criticamente e se necessario integrarli con i risultati di altri schemi.

7. Analisi critica e revisione dell'impostazione strutturale

Un buon progettista strutturale deve garantire la sicurezza, nel rispetto della normativa, ma deve anche preoccuparsi della realizzabilità dell'opera e dei suoi costi. Nelle strutture in cemento armato le verifiche strutturali possono essere

quasi sempre soddisfatte, a condizione di mettere una sufficiente armatura. Le norme forniscono limiti superiori alla quantità di armature che devono essere disposte, ma questi limiti sono in genere fin troppo alti ed avvicinarsi ad essi, anche senza superarli, spesso comporta problemi nella disposizione delle barre e quindi, quasi sempre, errori esecutivi e riduzione della sicurezza. Una forte richiesta localizzata di armatura è inoltre segno di un comportamento strutturale non ottimale, che può inficiare le ipotesi su cui è basato il calcolo (ad esempio, riducendo la duttilità locale). Infine, il comportamento strutturale può condizionare in maniera rilevante i costi: la vera economia si realizza non cercando di risparmiare un ferro nell'armare le sezioni ma piuttosto impostando la struttura in modo da rendere le sollecitazioni quanto più uniformi è possibile. È quindi importante analizzare criticamente i risultati ottenuti e modificare, ove necessario, l'impostazione iniziale della struttura per ovviare ai malfunzionamenti evidenziati dal calcolo.

La prima cosa da controllare è la regolarità del comportamento in pianta e in altezza. Con "regolarità del comportamento in pianta" si intende che la struttura deve avere un comportamento sostanzialmente disaccoppiato, cioè che quando è soggetta al sisma in una direzione (con masse nella loro posizione nominale) deve avere un moto di sola traslazione in quella direzione. Con "regolarità del comportamento in altezza" si intende che tale buon comportamento planimetrico deve ripetersi a tutti i piani e che non vi debbono essere eccessive differenze di spostamento relativo tra un piano e l'altro. I criteri di impostazione della carpenteria e di dimensionamento delle sezioni forniti nel capitolo precedente mirano ad ottenere questo comportamento, ma potrebbero non essere stati pienamente seguiti. Se si riscontrano rilevanti rotazioni in pianta occorre intervenire irrigidendo la parte più deformabile o rendendo meno rigida la parte opposta. Ciò può essere fatto ruotando opportunamente alcuni pilastri (eventualmente aggiungendo travi emergenti per renderli efficaci) oppure aumentando le dimensioni di alcuni pilastri e travi.

Almeno un rapido sguardo va dedicato anche agli spostamenti nelle due direzioni. Forti differenze tra tali valori non sono, di per sé, inaccettabili. Invitano però a riflettere sulla opportunità di un intervento nella direzione debole.

Una volta approvato il comportamento globale, occorre controllare se vi sono problemi locali, di eccesso di sollecitazione in travi o pilastri.

È pienamente accettabile riscontrare in un numero ridotto di travi valori "al limite", cioè che richiedono una discreta quantità di armatura anche nella zona compressa. La presenza di sollecitazioni chiaramente eccessive in poche sezioni richiede invece modifiche locali del dimensionamento. Si noti però che se i momenti elevati sono dovuti ai carichi verticali, un incremento della sezione avrà probabilmente effetti benefici; se invece essi sono dovuti al sisma, sarà preferibile cercare di ridurli modificando l'orientamento dei pilastri o diminuendo

la sezione della trave. Quando, infine, si rileva una diffusa presenza di sezioni con caratteristiche di sollecitazione che richiedono armature inammissibili o al limite dell'accettabilità, è preferibile una revisione globale del dimensionamento.

Passando ai pilastri, è opportuno confrontare l'entità degli sforzi normali indotti dal sisma con quelli provocati dai carichi verticali. Sarebbe preferibile che i primi non abbiano eccessiva rilevanza rispetto ai secondi. Valori molto forti possono infatti causare una eccessiva decompressione del pilastro, o addirittura indurlo in trazione; o, viceversa, possono aumentare eccessivamente la compressione. Di solito il primo problema è più rilevante del secondo. Tali situazioni non sempre sono evitabili, ma è opportuno controllare se corrispondono a travi eccessivamente rigide (per la sezione elevata o per la limitata lunghezza), per le quali sarebbe opportuna una riduzione della sezione.

Anche se un controllo più rigoroso dei pilastri richiede l'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze, un primo controllo può essere effettuato con i risultati del calcolo, ad esempio utilizzando domini $M-N$ per stimare la quantità di armatura necessaria. Questi consentono, tra l'altro, di valutare immediatamente quanto sia influente lo sforzo normale e quanto influisca un suo incremento o decremento. Casi sporadici di armature eccessive verranno eliminati con variazioni locali delle dimensioni delle aste. Se il pilastro va in crisi soprattutto per l'elevata tensione media, questa potrà essere ridotta aumentando l'area della sua sezione; nel far ciò è opportuno limitare l'incremento del momento di inerzia, che causerebbe una maggiorazione del regime flessionale. Se invece è quest'ultimo ad essere particolarmente alto, prima di intervenire occorre cercarne attentamente la causa, al fine di eliminarla. Può trattarsi, ad esempio, di un pilastro che abbia, lui solo, dimensioni maggiori degli altri, oppure che sia in contatto con travi particolarmente rigide.

Quando i pilastri in crisi sono numerosi si dovrà intervenire in maniera globale, con generali incrementi della sezione dei pilastri o delle travi, limitati al piano in cui tale situazione si verifica (in genere solo il primo) o estesi per più piani.

Appendice: risoluzione del telaio spaziale

Il modello meccanico di telaio spaziale a piani rigidi si caratterizza per i seguenti gradi di libertà che, nell'ambito risolutivo del metodo delle deformazioni, vengono assunti come incognite cinematiche:

- le rotazioni dei nodi, espresse ciascuna nei due piani verticali ortogonali $\varphi_{i,xz}$ e $\varphi_{i,yz}$;
- il moto rigido orizzontale dell'impalcato che, come vedremo, potrà essere espresso da tre parametri.

Nel caso di ritti deformabili assialmente vanno considerati anche gli spostamenti verticali dei nodi.

Il moto dell'impalcato, inteso come corpo rigido, può essere espresso dalle due componenti orizzontali dello spostamento – assoluto oppure relativo (rispetto cioè al piano inferiore) – di un generico punto del piano e dalla rotazione intorno al suddetto punto arbitrario. Possiamo ad esempio definire con $\delta_{Ox,r}$ e $\delta_{Oy,r}$ lo spostamento relativo del punto O del generico piano r e con Φ_r la rotazione relativa dell'impalcato. Lo spostamento di ogni punto P del piano può essere espresso in funzione dei parametri assunti

$$\begin{aligned}\delta_{Px,r} &= \delta_{Ox,r} + \Phi_r (y_P - y_O) \\ \delta_{Py,r} &= \delta_{Oy,r} - \Phi_r (x_P - x_O)\end{aligned}\tag{A.1}$$

ove il segno meno deriva dalla necessità di adottare una convenzione dei segni anche per le rotazioni (ad esempio positive se orarie).

Il moto (relativo) dell'impalcato è stato quindi espresso dalla traslazione rigida di un generico punto e dalla rotazione intorno a tale punto. Il centro C di rotazione è il punto che, nel moto dell'impalcato, non subisce traslazione; esso può essere individuato utilizzando le (A-1) eguagliando a zero gli spostamenti

$$\begin{aligned}y_C &= y_O - \frac{\delta_{Ox,r}}{\Phi_r} \\ x_C &= x_O + \frac{\delta_{Oy,r}}{\Phi_r}\end{aligned}\tag{A.2}$$

I tre parametri che individuano il moto dell'impalcato potrebbero quindi anche essere le due coordinate del centro di rotazione e la rotazione Φ_r . Generalmente il centro di rotazione si trova fuori dell'impalcato e questo mostra come sia inesatta l'espressione comunemente usata da alcuni strutturisti che affermano che l'impalcato ruota intorno al cosiddetto centro delle rigidezze (di cui parleremo più avanti).

A titolo di esempio un edificio con 30 pilastri e 6 piani presenta 360 incognite cinematiche costituite dalle rotazioni dei nodi e da 6×3 incognite relative al moto rigido dell'impalcato.

I gradi di libertà dinamici sono invece quelli legati alle azioni inerziali associate ai gradi di libertà cinematici; nella pratica tecnica il sistema di masse dell'edificio si considera, per semplicità, consistente in una massa traslazionale distribuita uniformemente sull'impalcato. Tale sistema si configura come una massa traslazionale risultante applicata nel baricentro delle masse (che usualmente si considera coincidente con il centro geometrico dell'impalcato) ed una massa rotazionale fornita dal momento di inerzia polare della distribuzione di masse rispetto a quel punto. Le azioni inerziali possono comunque essere "trasportate" in qualsiasi altro punto generico del piano dell'impalcato. I gradi di libertà dinamici del telaio spaziale a piani rigidi sono quindi i tre gradi di libertà cinematici di ogni impalcato. I modi di vibrare sono di conseguenza $3n$, essendo n il numero dei piani; essi possono dividersi in tre gruppi in ciascuno dei quali prevale rispettivamente la traslazione secondo la direzione x o y ovvero prevale la rotazione. Nell'ambito di ciascun gruppo il modo superiore si caratterizza per una inversione nel segno delle rotazioni di piano. Nel caso di edificio con perfetta simmetria geometrica e meccanica, i tre gruppi di modi di vibrare sono completamente disaccoppiati, nel senso che si presenta rispettivamente solo una traslazione ovvero la rotazione.

Risoluzione del sistema esteso di equazioni di equilibrio

Procedendo con il "metodo delle deformazioni" possiamo determinare le incognite cinematiche mediante la scrittura e la risoluzione di un sistema lineare di equazioni di equilibrio di ordine pari al numero delle incognite. Facciamo qui riferimento ad un sistema costituito da telai ortogonali con aste deformabili solo per flessione e trascurando la sollecitazione torsionale (ipotesi di aste infinitamente deformabili per torsione). Ricordiamo le incognite cinematiche:

- rotazioni dei nodi, $\varphi_{i,xz}$ e $\varphi_{i,yz}$ per ogni nodo i ;
- traslazione e rotazione dei piani, $\delta_{Ox,r}$, $\delta_{Oy,r}$ e Φ_r per ogni piano r .

Ricordiamo ancora le relazioni tra i momenti all'estremità dell'asta i,k e le incognite cinematiche

travi:
$$M_{i,k} = \overline{M}_{i,k} + 4 w'_{i,k} \varphi_i + 2 w'_{i,k} \varphi_k \tag{A.3a}$$

ritti nel piano xz :
$$M_{i,k} = 4 w'_{i,k} \varphi_i + 2 w'_{i,k} \varphi_k - 6 w'_{i,k} \frac{\delta_{Ox,r} + \Phi_r (y_P - y_O)}{h_r} \tag{A.3b}$$

ritti nel piano yz :
$$M_{i,k} = 4 w'_{i,k} \varphi_i + 2 w'_{i,k} \varphi_k - 6 w'_{i,k} \frac{\delta_{Oy,r} - \Phi_r (x_P - x_O)}{h_r} \tag{A.3c}$$

In queste relazioni è:

$\overline{M}_{i,k}$ il momento d'incastro perfetto delle travi prodotto dai carichi distribuiti;

$w'_{i,k} = \frac{E I_{i,k}}{l_{i,k}}$ un indice di rigidità dell'asta.

L'equazione di equilibrio alla rotazione dei nodi si esprime simbolicamente nel modo seguente

$$\sum_k M_{i,k} = 0 \quad (\text{A.4})$$

ove la sommatoria si estende a tutte le aste concorrenti nel nodo i che diano un contributo flessionale. Avendo ipotizzato telai ortogonali ed aste deformabili a torsione la sommatoria è composta al massimo da 4 termini e le incognite cinematiche che compaiono esplicitamente sono le rotazioni del nodo i , quelle dei nodi adiacenti ed appartenenti al piano considerato ed i parametri del moto dell'impalcato cui appartiene il nodo i e quello immediatamente superiore.

Le equazioni di equilibrio alla traslazione dei piani (due per ogni impalcato) sono così strutturate

$$Q_r + \sum_r \frac{M_{i,k} + M_{k,j}}{h_r} = 0 \quad (\text{A.5})$$

I termini della sommatoria sono pari al numero dei ritti rispettivamente nelle direzioni x ed y ; nell'equazione compaiono esplicitamente le rotazioni dei nodi in testa ed al piede dei ritti del piano r appartenenti ai telai in direzione x (ovvero y), la traslazione del piano r nella direzione x (ovvero y) e la rotazione dell'impalcato al piano r .

L'equazione di equilibrio alla rotazione intorno ad un asse verticale passante per il punto arbitrario O prescelto si configura nel modo seguente

$$M_r + \sum_r (y_p - y_o) \frac{M_{i,k} + M_{k,j}}{h_r} - \sum_r (x_p - x_o) \frac{M_{i,k} + M_{k,j}}{h_r} = 0 \quad (\text{A.6})$$

ove M_r rappresenta il momento delle forze esterne applicate al disopra del piano r rispetto al prescelto punto O e le due sommatorie sono estese ai ritti del piano r nelle due direzioni; le incognite che compaiono esplicitamente nell'equazione sono dunque le rotazioni (nei due piani) dei ritti, in testa ed al piede del piano r , ed i tre parametri del moto dell'impalcato r .

Se facciamo riferimento ad un telaio spaziale costituito da 6 piani e 30 pilastri (quindi 60 ritti) il sistema di equazioni sarà costituito da 378 equazioni con egual numero di incognite; in realtà le equazioni di equilibrio alla rotazione dei nodi conterranno esplicitamente al massimo 9 incognite, quelle di equilibrio alla traslazione dei piani 62 incognite e quelle di equilibrio alla rotazione degli impalcati 123 incognite.

Se immaginiamo la matrice dei coefficienti del sistema (denominata anche matrice di rigidità del sistema) otteniamo una matrice molto estesa (378×378 elementi nell'esempio che stiamo immaginando) ma piena di zeri. Possiamo anche renderci conto che l'accoppiamento tra le diverse equazioni dipende in primo luogo dalle rotazioni degli impalcati. Se infatti si annullassero i coefficienti

Equilibrio	$\varphi_{i,xz}$	$\delta_{Ox,r}$	$\varphi_{i,yz}$	$\delta_{Oy,r}$	Φ_r
Rotazione nodi xz
Traslazione piani x
Rotazione nodi yz		
Traslazione piani y		
Rotazione piani intorno a z

Fig. A.1. Equazioni di equilibrio del sistema

relativi a tali incognite il sistema esteso si disaccoppierebbe in due sistemi di equazioni rappresentativi dei due telai piani (treni di telai) costituiti dalla sequenza dei telai in direzione x ed y ; ciascuno dei due sistemi avrebbe dimensioni pari a 186 equazioni.

Se fossero nulli (o trascurabili) anche i coefficienti relativi alle traslazioni dei piani i due sotto-sistemi si disaccoppierebbero in tanti ulteriori sottosistemi pari al rispettivo numero di telai piani e ciascuno sarebbe rappresentativo del comportamento flessionale del singolo telaio a piani fissi.

Nella figura A.1 si è cercato di riassumere la struttura del sistema esteso di equazioni.

La risoluzione del sistema di equazioni può ottenersi in forma chiusa (metodo di sostituzione di Gauss e successive modifiche) o per via iterativa (metodo di Gauss-Seidel ad iterazione composta, che corrisponde ai tradizionali metodi di rilassamento impiegati nel calcolo manuale). Nelle applicazioni professionali quotidiane si devono quindi impostare e risolvere sistemi di equazioni lineari di notevole ordine, ricorrendo generalmente a programmi di calcolo automatici; tuttavia la particolare struttura del sistema rende, con i tradizionali metodi di rilassamento, non impossibile persino una risoluzione manuale.

Condensazione del sistema di equazioni mediante le matrici di rigidezza laterali

Il secondo approccio computazionale che presentiamo brevemente consente l'analisi del medesimo modello meccanico mediante una procedura articolata in più fasi successive che comporterà la risoluzione di sistemi di equazioni di ordine molto minore del sistema esteso esaminato precedentemente. Tale procedura utilizza le cosiddette matrici di rigidezza laterale dei telai piani.

Immaginiamo di imporre ad un telaio piano uno spostamento relativo unitario dell'impalcato r (e di quelli ad esso superiori), e di risolvere lo schema a piani fissi sollecitato da questa distorsione imposta; ad ogni piano potremo de-

$Q_{xx} = \sum Q_{xi}$	$Q_{xy} = 0$	$Q_{x\varphi} = \sum Q_{xi}(y_i - y_0)$
$Q_{yx} = Q_{xy}$	$Q_{yy} = \sum Q_{yi}$	$Q_{y\varphi} = \sum Q_{yi}(x_0 - x_i)$
$Q_{\varphi x} = Q_{x\varphi}$	$Q_{\varphi y} = Q_{y\varphi}$	$Q_{\varphi\varphi} = \sum Q_{xi}(y_i - y_0)^2 + \sum Q_{yi}(x_0 - x_i)^2$

Fig. A.2. Matrice di rigidezza della struttura

terminare i tagli nei ritti e di conseguenza il tagliante di piano che costituisce la reazione elastica che il telaio esercita per ritornare alla posizione indeformata. Potremo definire con $Q_{i,j}$ il tagliante al piano i che nasce per uno spostamento relativo unitario al piano j . $Q_{i,j}$ costituisce il generico elemento della matrice di rigidezza laterale del telaio piano; essa è ovviamente quadrata, simmetrica e di ordine pari al numero dei piani n . Le righe della matrice esprimono i coefficienti delle equazioni lineari di equilibrio alla traslazione tra le azioni esterne imposte Q_r e le suddette reazioni elastiche espresse in funzione degli spostamenti di piano δ_r . Per determinare la matrice di rigidezza laterale di un telaio piano ad n piani occorre risolvere pertanto n schemi a piani fissi.

La conoscenza di tali matrici consente successivamente di costruire la matrice dei coefficienti (ovvero di rigidezza) di un telaio spaziale a piani rigidi, formata quindi dai coefficienti delle relazioni lineari che esprimano l'equilibrio tra le tre azioni esterne ad ogni piano ed i corrispondenti parametri di moto dell'impalcato. Il risultato di tale assemblaggio è ancora una matrice quadrata, simmetrica di ordine $3n$, essendo n il numero dei piani (Fig. A.2).

Con riferimento all'edificio di 30 pilastri e 6 piani il sistema di equilibrio spaziale risulterebbe condensato in un sistema di sole 18 equazioni. Occorre però sottolineare, al fine di un confronto di convenienza computazionale tra i due approcci finora esaminati, che a monte della risoluzione di questo sistema occorre predeterminare le matrici di rigidezza laterali di tutti i telai (quindi n schemi a piani fissi per ogni telaio piano) ed a valle occorre ancora calcolare le sollecitazioni corrispondenti agli spostamenti di piano di ciascun telaio (un ulteriore schema a piani fissi per ogni telaio).

Risoluzione approssimata dell'equilibrio mediante ripartizione dell'azione sismica

Il terzo approccio che si presenta è sicuramente, sotto il profilo formale, il meno limpido ed efficace per l'aspetto computazionale. Tuttavia è a tale approccio che si dedicherà maggiore spazio. Il motivo di questa anomalia è duplice: da un lato

infatti questo metodo, approssimato ed iterativo, consente di recuperare una continuità storica con i primi tentativi di calcolo sismico, valorizzandone anche il lessico tradizionale (ripartizione dell'azione sismica, centro delle rigidezze, eccentricità tra centro delle rigidezze e centro delle masse, etc.); dall'altro deve riconoscersi in questo approccio una maggiore capacità di comprensione del comportamento meccanico della struttura che si rivelerà particolarmente utile in sede di progettazione.

L'approccio storico cercava di "ripartire" preventivamente il tagliante sismico globale tra i diversi telai resistenti in maniera da limitare l'analisi a singoli telai piani (all'epoca accessibili al calcolo anche se non senza difficoltà); era intuitivo che il tagliante si sarebbe distribuito tra i telai in funzione della rigidezza di ciascuno di essi e l'attenzione si focalizzava proprio su tale (problematica) definizione. Immaginiamo infatti di "saggiare" la deformazione laterale di un assegnato telaio piano mediante un arbitrario sistema di azioni orizzontali applicate ai traversi; ottenuta la deformazione laterale si può definire "rigidezza laterale" al generico piano r il rapporto tra il tagliante e lo spostamento relativo di piano

$$K_r = \frac{Q_r}{\delta_r} \tag{A.7}$$

La rigidezza laterale così definita però non è una caratteristica intrinseca della geometria meccanica del telaio. In effetti essa infatti è indipendente dall'intensità dell'azione tagliante ma non dalla distribuzione delle forze ai piani superiori; una diversa distribuzione di tali forze produrrebbe infatti, a parità di taglio globale, una diversa deformazione laterale.

Poiché la distribuzione delle forze ai vari piani sui diversi telai è proprio la nostra incognita è evidente che la rigidezza così definita non può che rappresentare un parametro provvisorio ed approssimato da utilizzare nei calcoli, con la possibilità di migliorarne l'approssimazione con una procedura iterativa. Si tratta quindi di una rigidezza laterale "apparente" o "provvisoria".

Nel caso di traversi infinitamente rigidi (schema alla Grinter) tale rigidezza diviene "esatta" ed è noto che essa è direttamente proporzionale alle inerzie dei pilastri. A tale ipotesi facevano spesso riferimento, con approssimazioni molto spinte, gli ingegneri delle passate generazioni.

Si consideri dunque un telaio spaziale ad n piani costituito da l telai paralleli all'asse x ed m all'asse ortogonale y ; si trascura la deformabilità assiale e tagliante delle aste mentre si considera praticamente infinita quella torsionale. Immaginiamo di aver ricavato per i singoli telai i valori delle "rigidezze laterali apparenti" $K^x_{i,r}$ e $K^y_{j,r}$, ove r indica il generico piano ed i e j il generico telaio piano rispettivamente disposti nella direzione x ($i = 1, \dots, l$) ed y ($j = 1, \dots, m$), come indicato ulteriormente dagli apici. Nel seguito vedremo come razionalizzare la determinazione di tali rigidezze provvisorie.

Come illustrato nei paragrafi precedenti il moto rigido dell'impalcato può essere espresso mediante la traslazione di un generico punto e la rotazione intorno ad esso. Negli sviluppi di questo approccio sarà utile scegliere come punto di riferimento il "baricentro delle rigidezze" (x_{wr} ed y_{wr}). Ricordando le (A.1) ed indicando con y_i ed x_j rispettivamente le ordinate e le ascisse delle due serie di telai piani otteniamo gli spostamenti dei singoli telai

$$\begin{aligned}\delta_{ix,r} &= \delta_{wx,r} + \Phi_r (y_i - y_{wr}) \\ \delta_{jy,r} &= \delta_{wy,r} - \Phi_r (x_j - x_{wr})\end{aligned}\quad (\text{A.8})$$

I taglianti assorbiti dai singoli telai saranno quindi pari a

$$\begin{aligned}Q_{i,r}^x &= K_{i,r}^x \left[\delta_{wx,r} + \Phi_r (y_i - y_{wr}) \right] \\ Q_{j,r}^y &= K_{j,r}^y \left[\delta_{wy,r} - \Phi_r (x_j - x_{wr}) \right]\end{aligned}\quad (\text{A.9})$$

Occorre allora esplicitare le incognite cinematiche tramite le equazioni di equilibrio alla traslazione ed alla rotazione. Se indichiamo con Q_{xr} , Q_{yr} , ed M_r i taglianti esterni applicati al piano r nel baricentro delle rigidezze con il relativo momento di trasporto, le equazioni di equilibrio alla traslazione si esprimono

$$\begin{aligned}Q_{x,r} &= \sum_i Q_{i,r}^x = \delta_{wx,r} \sum_i K_{i,r}^x \\ Q_{y,r} &= \sum_j Q_{j,r}^y = \delta_{wy,r} \sum_j K_{j,r}^y\end{aligned}\quad (\text{A.10})$$

Come si vede nelle equazioni di equilibrio alla traslazione non compare la rotazione dell'impalcato. Questo disaccoppiamento delle equazioni dipende dalla particolare scelta del punto di riferimento (baricentro delle rigidezze); è infatti nullo il momento statico delle rigidezze rispetto al suo baricentro. Eguale vantaggio si ottiene sviluppando l'equazione di equilibrio alla rotazione

$$\begin{aligned}M_r &= \sum_i Q_{i,r}^x (y_i - y_{wr}) - \sum_j Q_{j,r}^y (x_j - x_{wr}) \\ M_r &= \Phi_r \left[\sum_i K_{i,r}^x (y_i - y_{wr})^2 + \sum_j K_{j,r}^y (x_j - x_{wr})^2 \right]\end{aligned}\quad (\text{A.11})$$

I due equilibri, completamente indipendenti, consentono di esprimere la "ripartizione del tagliante sismico" mediante una semplice formula binomia

$$\begin{aligned}Q_{i,r}^x &= Q_{xr} \frac{K_{i,r}^x}{\sum_i K_{i,r}^x} + M_r \frac{K_{i,r}^x (y_i - y_{wr})}{\sum_i K_{i,r}^x (y_i - y_{wr})^2 + \sum_j K_{j,r}^y (x_j - x_{wr})^2} \\ Q_{j,r}^y &= Q_{yr} \frac{K_{j,r}^y}{\sum_j K_{j,r}^y} - M_r \frac{K_{j,r}^y (x_j - x_{wr})}{\sum_i K_{i,r}^x (y_i - y_{wr})^2 + \sum_j K_{j,r}^y (x_j - x_{wr})^2}\end{aligned}\quad (\text{A.12})$$

Il centro delle rigidità non è dunque il punto intorno al quale ruota l'impalcato, come pure impropriamente si dice nel linguaggio comune tra tecnici "militanti", bensì è solo il punto la cui traslazione non altera l'equilibrio alla rotazione. Si può invece affermare dalla (A.11) che in un edificio "in linea" la coincidenza tra il baricentro delle masse e quello delle rigidità assicura l'assenza di rotazione degli impalcati.

Le espressioni (A.12) che sembrano, con straordinaria sintesi, risolvere il complesso problema dell'equilibrio del sistema spaziale, si basano su valori di rigidità laterali sicuramente "provvisori" perchè dipendono dalla stessa ripartizione sismica che pretendono di determinare.

Ovviamente l'approssimazione del metodo può essere migliorata (quanto si vuole) innescando un procedimento iterativo che utilizzi valori aggiornati delle rigidità laterali apparenti sulla base della distribuzione delle forze restituita dall'iterazione precedente. È importante dunque partire da valori delle rigidità ragionevoli. A tal fine si suggerisce di considerare inizialmente due schemi piani costituiti da tutti i telai paralleli rispettivamente ad x ed y , considerati collegati da pendoli inestensibili, e soggetti all'intero tagliante sismico; tale schema viene chiamato "treno di telai" ovvero "telaio globale traslante". Esso corrisponde all'effettivo comportamento globale del sistema spaziale nei casi in cui la rotazione degli impalcati sia effettivamente nulla (o comunque irrilevante).

Il "treno di telai" costituisce quindi innanzitutto un primo modello globale (anche se non spaziale) del sistema utile per le prime verifiche tensionali di massima a valle dei predimensionamenti delle sezioni; inoltre consente una valutazione "decorosa" delle rigidità laterali per una valutazione di massima della rotazione dell'impalcato. Ragionare infine in termini di "rigidità laterali" e di eccentricità tra il baricentro delle rigidità e quello delle masse (ove sono applicate le risultanti delle azioni sismiche) consente di individuare anche solo qualitativamente la qualità dell'impostazione strutturale assunta e di orientarne razionalmente le modifiche.

Esaminando infatti le piante a T, ad L ed a C, nell'ipotesi di masse e rigidità uniformemente distribuite, possiamo prevedere una fisiologica (o naturale) eccentricità tra il baricentro delle masse e quello delle rigidità legata appunto alla forma. Per quanto riguarda il centro delle rigidità possiamo orientativamente prevederne la posizione sulla base del centro di taglio della figura. È evidente quindi che in sede di progettazione sarà utile, al fine di ridurre le rotazioni d'impalcato, orientare i pilastri rettangolari in maniera che la loro maggiore inerzia tenda a correggere tale situazione facendo diminuire tale eccentricità; anche un'opportuna scelta della rigidità delle travi (a spessore o emergente) nelle campate dei telai perimetrali può essere utile a questo scopo.

Capitolo 7

PROGETTO DELLE ARMATURE

1. Considerazioni generali

La definizione delle armature avviene nella fase finale dell'iter progettuale, quando cioè si approntano le tavole grafiche esecutive. Sono stati infatti già definite esattamente le dimensioni di travi e pilastri, sulla base dei criteri di dimensionamento illustrati nel capitolo 5. Con tali dimensioni si è proceduto alla risoluzione dello schema strutturale che fornisce le sollecitazioni di calcolo (capitolo 6) e si è avuta quindi anche la possibilità di validare o meno il dimensionamento effettuato.

Ora in questa fase ci si attende di constatare l'idoneità delle sezioni scelte. Tale idoneità non significa solo la capacità di poter equilibrare le sollecitazioni di calcolo, ma anche di poterlo fare con quantità di armature ragionevoli. Armature eccessive infatti producono non solo aggravii economici ma anche problemi tecnologici di montaggio e di facilità di getto, come peraltro segnalato dai limiti superiori fissati anche dalla normativa.

Se dal progetto delle armature dovesse risultare un quantitativo di barre eccessivo questo indicherebbe che in qualche modo si è sbagliato il predimensionamento delle sezioni; in tal caso bisognerà procedere a qualche modifica delle stesse e di conseguenza sarà necessario anche ripetere la risoluzione dello schema strutturale.

2. Gerarchia delle resistenze

Uno degli aspetti che caratterizza particolarmente la progettazione di strutture antisismiche secondo la nuova normativa, e che condiziona la scelta delle armature degli elementi strutturali, è la necessità di seguire le regole del *capacity design*, ovvero di rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze.

Nei capitoli iniziali del libro si è messa in evidenza la necessità di garantire un buon comportamento dissipativo della struttura evitando rotture fragili e guidando le plasticizzazioni in modo da ottenere un meccanismo di collasso globale. L'idea base del *capacity design*, proposta per la prima volta dalla "scuola progettuale" neozelandese ed ormai universalmente accettata, consiste nell'individuare il meccanismo di collasso desiderato, definire in una qualsiasi maniera le armature e quindi la resistenza delle sezioni che si vogliono far plasticizzare, garantendone un comportamento duttile, e poi progettare tutto il resto in funzione della capacità resistente così definita. La traduzione italiana, gerarchia delle resistenze, ribadisce proprio questo concetto. In pratica:

- Il meccanismo di collasso che si vuole raggiungere prevede cerniere alle estremità di tutte le travi ed al piede dei pilastri del primo ordine. Le armature a flessione di queste sezioni saranno quindi progettate in base ai risultati del calcolo, svolto come mostrato nel capitolo precedente.
- Le travi devono plasticizzarsi a flessione e non rompersi a taglio. Quindi, una volta definita l'armatura longitudinale si valuterà il massimo taglio nella trave non in base ai risultati del calcolo ma in funzione della capacità resistente delle sezioni di estremità della trave, opportunamente maggiorata per tener conto della possibile dispersione statistica delle resistenze dei materiali.
- Le sezioni dei pilastri (a parte quella al piede dei pilastri del primo ordine) non devono plasticizzarsi. Il momento flettente con cui progettare le armature longitudinali dei pilastri sarà quindi definito in funzione della capacità resistente delle sezioni di estremità della trave, opportunamente maggiorata, ricavandone il valore a partire da condizioni di equilibrio del singolo nodo.
- I pilastri devono plasticizzarsi a flessione e non rompersi a taglio. Quindi, una volta definita l'armatura longitudinale si valuterà il massimo taglio nel pilastro in funzione della capacità resistente delle sue sezioni di estremità, ancora una volta opportunamente maggiorata per tener conto della possibile dispersione statistica delle resistenze dei materiali.
- Con criteri analoghi si determinano le azioni di progetto sui nodi, sull'impalcato, sulla fondazione.

È da notare che il principio generale, cioè l'obiettivo che si vuole raggiungere, è di evitare "la formazione di un meccanismo plastico di piano debole, poiché tale meccanismo potrebbe comportare un'eccessiva richiesta di duttilità locale nelle colonne del piano debole", come chiaramente specificato nell'Eurocodice 8, parte 1, punto 4.4.2.3 (3). La richiesta di progettare le armature dei pilastri per un momento flettente legato alla capacità resistente delle travi, opportunamente maggiorata, è una regola applicativa da utilizzare per "le colonne sismiche primarie", come precisato dall'Eurocodice 8, punto 4.4.2.3 (4) e ribadito in maniera generale dalla norma italiana (NTC 08, punto 7.4.4). Questa precisazione appare importante quando si utilizzano pilastri di sezione rettangolare allungata,

perché un'applicazione acritica della regola generale potrebbe portare ad armature eccessive sul lato lungo. Un pilastro che lavora di piatto è invece un elemento scarsamente rilevante ai fini dell'assorbimento dell'azione sismica e può quindi essere considerato come *elemento secondario* e come tale non soggetto al rispetto della gerarchia delle resistenze. L'Eurocodice 8 si spinge addirittura oltre e precisa, nel punto 5.2.3.3 (2), che “in telai piani con almeno quattro colonne aventi circa la stessa sezione trasversale, non è necessario” rispettare la regola di gerarchia delle resistenze “in tutte le colonne, ma solo in tre ogni quattro colonne”, evidenziando giustamente che una singola plasticizzazione non comporta automaticamente la formazione di un meccanismo di piano.

3. Travi: armature a flessione

3.1. Caratteristiche di sollecitazione

Le caratteristiche di sollecitazione da usare per la verifica delle travi ed il progetto dell'armatura longitudinale sono quelle fornite dal calcolo, combinando tutti gli schemi base come mostrato nel capitolo precedente. Occorre però fare alcune puntualizzazioni. Il modello geometrico finora più utilizzato fa riferimento alla linea d'asse delle aste; l'idea di inserire tratti più rigidi (al limite, infinitamente rigidi) agli estremi delle aste per tener conto della parte nodale di intersezione travi-pilastri è stata proposta da molto tempo ma solo recentemente si è diffusa in programmi commerciali. In ogni caso è da chiedersi a quali valori bisogna far riferimento: quelli valutati in asse, oppure a filo o, infine, valori intermedi?

Con riferimento all'effetto dei carichi verticali, è ben nota la possibilità di “spuntare” il diagramma teorico del momento flettente per tener conto che la reazione dell'appoggio non è una forza concentrata ma piuttosto un'azione distribuita (Fig. 1a). La cuspidè che caratterizza il momento in corrispondenza dell'appoggio è infatti sostituita da una parabola ed il valore massimo è intermedio tra quello teorico e ed il valore a filo pilastro. Lo stesso criterio può essere applicato nei confronti del diagramma del momento indotto da azioni orizzontali (Fig. 1b). Il brusco salto teorico è sostituito da tratti di parabola, che però sono molto ripidi e raggiungono il massimo appena dopo il filo pilastro. In questo caso è quindi possibile far riferimento al valore a filo pilastro, senza alcun incremento.

Si deve inoltre osservare che l'idea che “abbondare con le armature fa sempre bene” deve essere utilizzata con cautela in zona sismica. Conferire maggiore resistenza alle travi, abbondando nell'armatura, potrebbe portare a meccanismi di collasso di piano, poco duttili. Proprio per evitare ciò la normativa impone il criterio di gerarchia delle resistenze. Non si può più, quindi, abbondare “fuori calcolo”, o meglio ad ogni armatura aggiuntiva nelle travi deve corri-

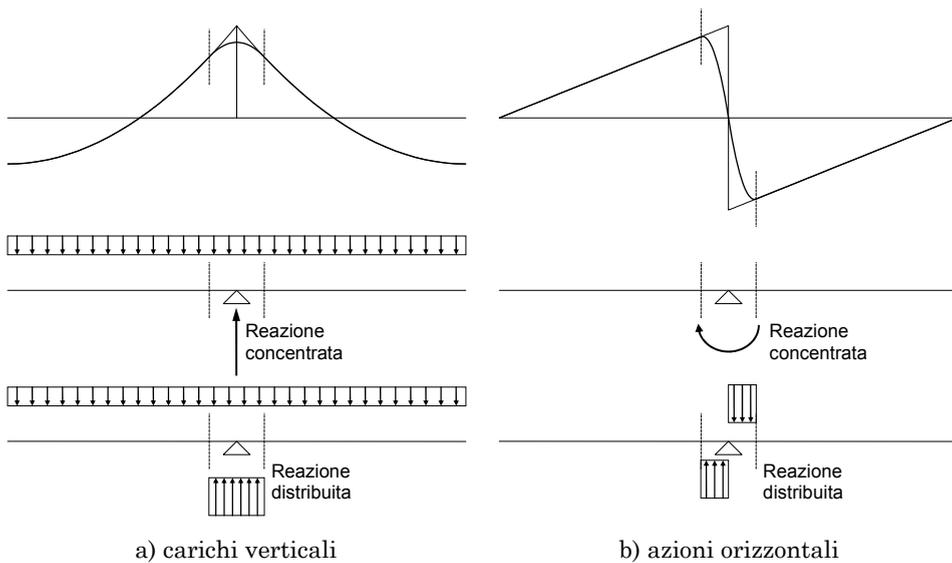


Fig. 1. Diagramma del momento con reazioni concentrate e distribuite

spondere un analogo aumento dell'armatura nei pilastri. In definitiva, meglio non eccedere con l'armatura delle travi; si suggerisce quindi di utilizzare come valori di progetto del momento flettente quelli che si hanno a filo pilastro.

Si sottolinea, infine, che non ha senso pensare ad altre caratteristiche di sollecitazione, quali un momento flettente nel piano orizzontale o uno sforzo normale. Le travi appartengono ad un impalcato che è sicuramente molto rigido nel suo piano e quindi limita drasticamente sia le inflessioni nel piano orizzontale che gli accorciamenti o allungamenti delle travi. Solo quando la struttura presenta pochi elementi molto rigidi l'azione sismica, che è un carico distribuito, può cimentare in maniera rilevante l'impalcato; questo problema viene affrontato nel successivo capitolo. A parte il sisma, un'altra possibile causa di trazione nelle travi sono le variazioni termiche ed il ritiro, che però sono in genere contrastati efficacemente dall'armatura longitudinale e di parete disposta per altri motivi nelle travi.

Può invece essere necessario considerare in alcuni casi l'azione torcente. Si ricorda però che:

- la torsione deve essere considerata solo quando necessaria per l'equilibrio;
- è preferibile evitare di sollecitare le travi a torsione; ad esempio, nel caso di sbalzi orditi perpendicolarmente al solaio è opportuno ancorare le armature nel solaio retrostante, eliminando così il carico torcente sulla trave;
- in condizioni sismiche i carichi verticali sono ridotti al valore quasi permanente; conseguentemente è ridotta anche la torsione da accoppiare al massimo momento flettente (la massima torsione si avrà in assenza di sisma).

3.2. Calcolo dell'area di armatura necessaria

Le formule di progetto dell'armatura sono ben note, ma le si richiama qui per completezza. Per avere una buona duttilità la parte compressa della sezione deve avere una estensione limitata (orientativamente, non più di un quarto dell'altezza). Il braccio della coppia interna è quindi prossimo a $0.9 d$ (con d altezza utile della sezione) e quindi l'armatura tesa necessaria è

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 d f_{yd}} \quad (1)$$

La sezione con sola armatura tesa può portare un momento flettente

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} \quad (2)$$

con r (espresso in $\text{m kN}^{-0.5}$) dipendente dalle caratteristiche del calcestruzzo e dalla posizione dell'asse neutro che si è assunta come obiettivo di progetto (ad esempio $r = 0.0197$ per calcestruzzo di classe C25/30). Se il momento sollecitante supera tale valore, occorre un'armatura compressa

$$A'_s = \frac{M_{Ed} - M_{Rd}}{(d - c) s' f_{yd}} \quad (3)$$

dove c è il copriferro di calcolo e s' il tasso di lavoro dell'armatura compressa (sicuramente pari ad uno nel caso di travi emergenti).

La normativa (NTC 08, punto 7.4.6.2.1) indica anche dei minimi di armatura da disporre:

- almeno due barre $\varnothing 14$, sia superiormente che inferiormente;
- una percentuale di armatura tesa non inferiore a $1.4 / f_{yk}$, cioè circa lo 0.3% della sezione;
- un'armatura compressa pari almeno a un quarto di quella tesa, in generale, ed almeno alla metà nelle zone di estremità della trave.

3.3. Disposizione delle barre longitudinali

Il passaggio dall'area di ferro necessaria alla effettiva disposizione delle barre metalliche comporta una serie di scelte soggettive, che possono variare da progettista a progettista.

Per quanto riguarda l'armatura superiore, sono in genere possibili due alternative. La prima (Fig. 2a) prevede di disporre un certo quantitativo di barre (almeno due, come reggistaffe) estese per tutta la trave (1, in figura), sovrapposte in mezzera, dove il momento si inverte o comunque è il più basso possibile; la sovrapposizione (s , in figura) è quindi la minima possibile. Si aggiungono poi ad ogni appoggio monconi di lunghezza decrescente con regolarità (2, in figura), in quantità tale da fornire, insieme a quelli anzidetti, l'area di ferro necessaria.

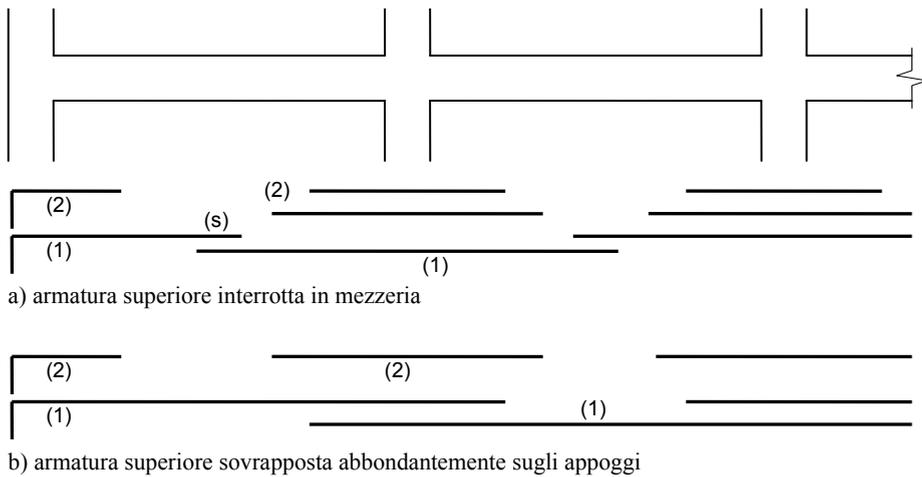


Fig. 2. Possibili disposizioni dell'armatura superiore

In alternativa (Fig. 2b) l'armatura estesa per tutta la trave può essere sovrapposta abbondantemente sugli appoggi (1, in figura) in modo da poter considerare efficaci tutte le barre. Si ha così una quantità doppia di armatura sugli appoggi ed è possibile ridurre il numero di monconi aggiuntivi (2, in figura).

L'armatura inferiore, in zona non sismica, era tradizionalmente prolungata per tutta la campata e sovrapposta agli appoggi (dove il momento diventava negativo) per la quantità minima possibile. Questa scelta rimane possibile in zona sismica solo per elementi secondari, deputati a portare solo carichi verticali (ad esempio travi a spessore, se nell'edificio vi sono numerose travi emergenti). In tutte le travi che contribuiscono in maniera rilevante a resistere al sisma si avrà sempre un momento positivo agli appoggi e non è corretto interrompere le barre in tale sezione sovrapponendole di un minimo (la normativa dice espressamente "le armature longitudinali delle travi devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi"). Si dovrà quindi anche per queste optare per una delle due soluzioni indicate per l'armatura superiore.

Si riportano nel seguito i criteri che personalmente si preferisce seguire, senza con ciò voler sminuire la validità di altre possibili impostazioni.

Campate emergenti.

Si adotta una armatura realizzata con sole barre dritte. L'armatura inferiore è costituita da almeno tre barre. Quando l'effetto del sisma è nettamente prevalente su quello dei carichi verticali si porta almeno il 50% delle barre per tutta la trave interrompendole in mezzeria e si aggiungono monconi all'appoggio, applicando lo schema di Fig. 2a. Quando l'effetto dei carichi verticali è importante si adotta una soluzione mista, interrompendo alcune barre in mezzeria e portandone altre a sovrapporsi abbondantemente all'appoggio.

Superiormente si dispone un'armatura filante, pari almeno al 30-40% di quella necessaria sugli appoggi, e comunque mai inferiore a due barre da 14 mm che fungono anche da reggistaffe. Queste barre vengono interrotte in prossimità della mezzeria delle campate, cioè dove i momenti negativi sono sicuramente minori. Si aggiungono quindi su ogni appoggio monconi di lunghezza decrescente con regolarità, in quantità tale da fornire, insieme ai ferri anzidetti, l'area di ferro necessaria, secondo lo schema di Fig. 2a.

Campate a spessore.

Si adotta in genere una armatura realizzata con ferri dritti; solo nel caso di forte taglio da carichi verticali si sagomano i monconi superiori in modo da farli lavorare anche a taglio.

L'armatura inferiore è costituita da barre filanti, in numero non inferiore a tre (o a quattro, se si ritiene necessario disporre staffe a quattro bracci). Se le travi sono elementi secondari nei confronti del sisma, cioè se contribuiscono in misura minima a sopportarlo, tutte le barre vengono portate fino agli appoggi ed ivi adeguatamente ancorate (se all'estremità) o sovrapposte a quelle della campata adiacente. Nel caso di edificio a telaio con sole travi a spessore si seguirà invece lo schema di Fig. 2a o una soluzione mista (a+b) a seconda della minore o maggiore importanza dei carichi verticali.

Superiormente si dispongono almeno tre barre da 14 mm filanti (o quattro, se si ritiene necessario disporre staffe a quattro bracci), che fungono anche da reggistaffe e vengono interrotte e sovrapposte in mezzeria. Si aggiungono quindi su ogni appoggio monconi in quantità tale da fornire, in aggiunta ai filanti, l'area di ferro richiesta dal calcolo. Quando il taglio da carichi verticali è molto forte, almeno una parte di questi monconi viene sagomata e ben ancorata inferiormente, in modo da contribuire all'assorbimento del taglio.

4. Travi: armature a taglio

4.1. Caratteristiche di sollecitazione

Nello spirito della gerarchia delle resistenze, il taglio in base a cui verificare la sezione e progettare le armature trasversali non è quello fornito dal calcolo ma deve essere determinato con condizioni di equilibrio, a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità della trave. Questa deve essere valutata a partire dalle armature superiori ed inferiori effettivamente disposte nella sezione, includendo anche eventuali barre che possono essere disposte nel solaio, parallelamente all'asse della trave e ad una modesta distanza da questa (ad esempio armature di ripartizione del solaio). Nel caso di strutture in cemento armato, che tipicamente hanno una armatura superiore ed inferiore di-

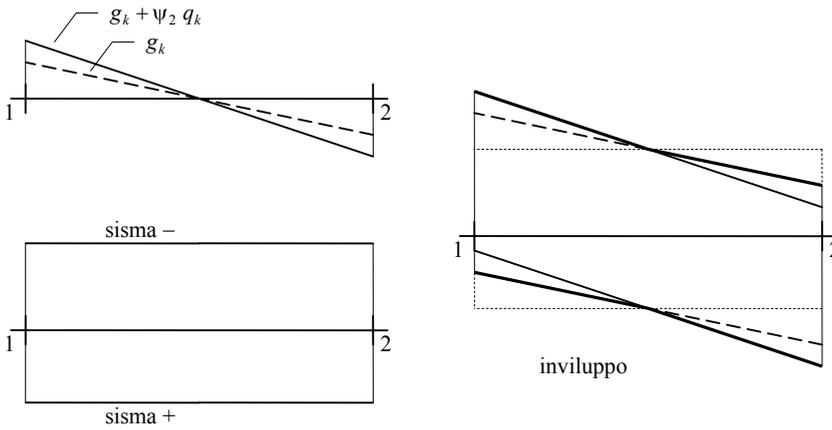


Fig. 3. Taglio da carichi verticali, da sisma e loro involucro

verse tra loro, si calcolerà sia il momento resistente positivo che quello negativo. Se si sta progettando una struttura di classe di duttilità “A” i valori così ottenuti devono essere maggiorati moltiplicandoli per un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1.2$, per tener conto della possibilità che l'acciaio delle barre longitudinali abbia una tensione di snervamento maggiore del previsto (e, in particolare, che questa variazione si abbia solo per le barre longitudinali e non anche per le staffe). Se la struttura ha classe di duttilità “B” questa maggiorazione non è richiesta (ovvero si userà $\gamma_{Rd} = 1.0$).

Il taglio verrà determinato con condizioni di equilibrio pensando che entrambe le sezioni di estremità siano plasticizzate. Si tenga presente che nel caso di sisma “positivo”, cioè da sinistra verso destra, la sezione di sinistra si plasticizza con momento flettente positivo e quella di destra con momento negativo. Il contrario accade con sisma di verso opposto. A rigore si dovrà valutare:

- il taglio provocato dai carichi verticali (sia solo g_k che $g_k + \psi_2 q_k$), che varia linearmente, con un valore massimo pari a $q l / 2$, ed è positivo per il primo estremo e negativo per il secondo;
- il taglio provocato dal sisma positivo, che è costante lungo la campata e pari a $(M_2 - M_1) / l$, valore negativo;
- il taglio provocato dal sisma negativo, che è costante lungo la campata e pari a $(M_2^+ - M_1^-) / l$, valore positivo.

La luce che compare in tutte le espressioni sopra scritte è quella netta, da filo pilastro a filo pilastro. I valori ottenuti per carichi verticali e sisma vanno infine sommati (Fig. 3) in modo da ottenere l'effetto massimo.

Conoscere l'effettivo andamento del diagramma del taglio può essere utile se si deve differenziare con precisione la staffatura lungo la trave. In verità ciò è necessario solo in situazioni particolari, quando il taglio è veramente forte.

Più comunemente, può essere sufficiente valutare direttamente il massimo taglio, in valore assoluto, provocato dal sisma

$$V_{s,\max} = \frac{\max\left(M_1^+ + |M_2^-|; |M_1^-| + M_2^+\right)}{l} \quad (4)$$

e sommare a questo il valore $(g_k + \psi_2 q_k) l / 2$. La somma così ottenuta sarà utilizzata per verificare ed armare le sezioni di estremità, mentre il valore $V_{s,\max}$ è indicativo di ciò che accade al centro della campata, perché rappresenta il valore minimo che si avrà comunque, anche quando si annulla l'effetto dei carichi verticali.

4.2. Verifica a taglio e calcolo dell'area di staffe necessaria

La resistenza a taglio di una sezione dotata di adeguata armatura a taglio, cioè il valore del taglio che manda in crisi il calcestruzzo, è fornita dall'espressione

$$V_{Rcd} = 0.9 b d \alpha_c f'_c \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (5)$$

nella quale $\alpha_c = 1$ nel caso di una trave (perché non vi è sforzo normale) e la resistenza a compressione è ridotta ($f'_c = 0.5 f_{cd}$) per tener conto della contemporanea trazione in direzione ortogonale. La resistenza corrispondente ad una assegnata armatura a taglio è data da

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (6)$$

Queste espressioni derivano dal modello di traliccio con puntone ad inclinazione variabile; in esse α è l'inclinazione delle armature a taglio e θ quella del puntone di calcestruzzo, entrambe misurate rispetto all'asse della trave¹. La capacità resistente della sezione è data dal minore dei due valori. L'armatura a taglio è normalmente realizzata con staffe, e quindi queste formule saranno utilizzate ponendo $\alpha = 90^\circ$. L'angolo θ è di 45° finché il comportamento è elastico ma si riduce dopo lo snervamento delle staffe, determinando un maggior impegno per il calcestruzzo ed uno sgravio per le armature. La $\cot \theta$ può variare in generale da 1 a 2.5. La norma sismica impone però di considerare $\cot \theta = 1$ nelle *zone critiche* di strutture di classe di duttilità "A". Col termine "zona critica" si intende la parte estrema delle travi, per una lunghezza pari a $1.5 h$ oppure h (rispettivamente per classe "A" e "B") a partire dal filo pilastro (NTC 08, punto 7.4.6.1.1).

Porre $\cot \theta = 1$ porta a considerare una resistenza a taglio più piccola, sostanzialmente equivalente a quella valutata col classico modello di traliccio di

¹ Per un approfondimento si veda il testo: A. Ghersi, Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite: un approccio unitario, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2005.

Mörsch. Questa imposizione è nata con riferimento al modello per la valutazione della resistenza a taglio denominato “normale” nella versione anni '90 dell'Eurocodice 2 e nella vecchia normativa italiana (D.M. 9/1/96). Esso valutava la resistenza ultima della trave con uno schema di traliccio iperstatico che, una volta snervata l'armatura, dava luogo a un “pettine” la cui resistenza V_{cd} era sommata a quella dell'armatura snervata V_{wd} . Si osservava che l'alternarsi del segno del taglio in conseguenza dell'azione sismica porta a lesioni in due direzioni ortogonali, inficiando così la resistenza del pettine. Questo modello è ora ritenuto superato ed è scomparso dalla normativa. L'attuale modello a inclinazione variabile del puntone vede possibile la variazione di θ grazie all'ingranamento degli inerti, che non è condizionato dalla presenza di lesioni nella direzione ortogonale. L'imposizione di $\cot \theta=1$, peraltro assente nell'Eurocodice 8, deriva da una cautela non motivata ed è quindi sostenibile l'uso di valori di $\cot \theta$ maggiori dell'unità anche per le zone critiche di strutture ad alta duttilità.

Il problema è però più teorico che pratico perché la necessità di evitare l'instabilizzazione delle barre compresse, fondamentale per avere una buona duttilità locale, impone in quelle zone un passo delle staffe molto ridotto, quasi sempre più condizionante di quanto richiesto dalla verifica a taglio. La normativa (NTC 08, punto 7.4.6.2.1) precisa infatti che nelle zone critiche il passo s delle staffe deve essere non superiore al più piccolo tra i seguenti valori:

- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per classe di duttilità “A” e “B”;
- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per classe di duttilità “A” e “B”;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

La prima condizione è in genere la più vincolante; ad esempio se si usano barre $\varnothing 14$ deve essere $s \leq 8.4$ cm e $s \leq 11.2$ cm, a seconda della classe di duttilità. Il primo limite in particolare appare particolarmente condizionante, perché usualmente un passo di 10 cm è già visto come staffatura molto fitta. Si potrebbe stare a discutere se questo infittimento sia realmente necessario, ma anche questa discussione è in fondo irrilevante ai fini pratici, perché passare da $\varnothing 8/10$ a $\varnothing 8/8.4$ vuol dire aggiungere una staffa in più in tutta la zona critica.

La seconda condizione può diventare vincolante solo nel caso di travi a spessore. Si però già detto più volte che in presenza di un buon numero di travi emergenti le eventuali travi a spessore possono essere considerate elementi secondari ai fini sismici e non è quindi necessario preoccuparsi della loro duttilità ed infittire tanto le staffe. Lo è invece quando tutte le travi sono a spessore, ma in questo caso è buona norma aumentarne l'altezza.

Le ultime due condizioni potrebbero aver senso nel caso di travi da ponte, con sezioni e diametro di barre longitudinali enormi, ma certo non nella progettazione di un edificio.

4.3. Consigli pratici per l'armatura a taglio

Anche i criteri da adottare nella scelta dell'armatura a taglio sono in parte soggettivi, e comunque legati a quanto deciso per l'armatura a flessione. L'esposizione è pertanto ancora limitata alle sole scelte personali.

Si trova innanzitutto comodo, dal punto di vista operativo, preparare preliminarmente una tabellina con i valori del taglio resistente per le sezioni presenti nell'edificio e per le staffature comunemente utilizzate. È opportuno determinare i valori corrispondenti a $\cot \theta=1$, per le zone critiche, e a $\cot \theta=2$ per il resto della campata. La normativa consentirebbe di arrivare a $\cot \theta=2.5$, ma si preferisce non raggiungere questo limite perché porterebbe ad una eccessiva "traslazione del diagramma del momento" o, in maniera equivalente, ad una eccessiva armatura di parete.

Nel caso di travi emergenti si preferisce disporre contemporaneamente staffe e ferri di parete. La scelta del passo delle staffe nelle zone critiche è quasi sempre dettata dai limiti di normativa ed è quindi sufficiente un semplice confronto tra il taglio massimo, valutato senza nemmeno preoccuparsi del verso del sisma, ed il taglio resistente, determinato prudenzialmente con $\cot \theta=1$ se la struttura è a classe di duttilità alta. Il passo delle staffe nel resto della campata deve essere tale da garantire un taglio resistente, valutato con $\cot \theta=2$, adeguato al massimo taglio che si ha in questa parte; la scelta può essere fatta facilmente anche a occhio, conoscendo il valore agli estremi della trave ed il valore in mezzeria (quest'ultimo pari al già citato $V_{s,max}$). In ogni caso si evita un passo superiore a 25 cm, anche se il calcolo lo consentisse. Le barre di parete sono particolarmente utili nelle travi alte, anche per assorbire eventuali sollecitazioni di trazione, prodotte da ritiro o variazioni termiche, limitando la possibilità di fessurazione della trave. Esse hanno però anche una precisa funzione statica che consiste nell'evitare la "traslazione del diagramma del momento". Possono essere disposte fuori calcolo oppure calcolate espressamente con

$$A_{par} = \frac{V \cot \theta}{2 f_{yd}} \quad (7)$$

Si prevede sempre almeno una coppia di ferri di parete lungo tutta la campata, interrotti e sovrapposti in mezzeria. Se necessario, si aggiungono altre barre di parete in corrispondenza degli appoggi, per circa un quarto della campata (se si preferisce, altre due coppie in modo da mantenere la distribuzione delle armature uniforme lungo la parete).

Nel caso di travi a spessore, si usano in genere solo staffe, passando ad una staffatura a quattro bracci se la larghezza della trave è notevole. I limiti del passo indicati nel paragrafo precedente devono essere rispettati quando la trave dà un contributo rilevante all'assorbimento dell'azione sismica; in caso contrario, il limite è $s \leq 0.8 d$, dove d è l'altezza utile della trave. Si può pensare

di aggiungere barre di parete solo nel caso di spessore di solaio alquanto elevato (pari o superiore a 30 cm). In presenza di carichi verticali molto forti può essere utile sagomare i monconi superiori e disporli con una regolarità tale da consentire di tenerne conto nel calcolo. Le barre sagomate possono portare una rilevante aliquota del taglio; la parte restante, e comunque non meno del 40% del taglio totale, è assorbita dalle staffe.

5. Travi: duttilità

Per sopportare il terremoto previsto con alto periodo di ritorno la struttura deve possedere, oltre alla resistenza, una adeguata duttilità. Le norme sismiche indicano espressamente che “deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato” (NTC 08, punto 7.3.6.2). Questa richiesta vale in particolare per le travi, perché per garantire una buona duttilità globale è necessario che gli estremi di esse abbiano una elevata capacità di deformazione plastica. Indicazioni specifiche sono fornite nel punto 7.4.4, che fornisce i limiti minimi della duttilità di curvatura (rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ε_{cu} o dell'acciaio ε_{su} e la curvatura al limite di snervamento).

Ai fini pratici, un calcolo della duttilità di curvatura non è però indispensabile. Nel punto 7.3.6.2, già citato, le norme aggiungono che “questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive”. E in effetti bastano semplici considerazioni per capire che le travi “ben progettate” hanno sempre una duttilità sufficiente. Premesso che il collasso della sezione è sempre dovuto alla rottura del calcestruzzo (i limiti che a volte vengono indicati per l'acciaio nascono solo da preoccupazioni di congruenza, perché la deformazione ultima dell'acciaio è elevatissima), si osserva che

- il valore suggerito per il coefficiente r che compare nelle formule utilizzate per progettare una sezione inflessa o verificarne la resistenza, come la (2), deriva da scelte che garantiscono una discreta duttilità già in presenza di semplice armatura;
- la normativa impone che l'armatura compressa sia almeno il 50% di quella tesa, e questo aumenta fortemente la duttilità;
- la presenza di una staffatura fitta, come quella imposta nelle zone critiche, fa aumentare notevolmente la deformazione ultima ε_{cu} , che quasi si triplica se si usano le espressioni suggerite dall'Eurocodice 2 (punto 3.1.9).

Tutto ciò complessivamente porta a valori della duttilità di curvatura superiori a 15 e quindi più che adeguati per garantire il comportamento voluto.

6. Pilastri: armature a flessione composta

6.1. Caratteristiche di sollecitazione

Combinando i risultati degli schemi base come mostrato nel capitolo precedente si ottengono i valori complessivi delle caratteristiche di sollecitazione. Nel caso dei pilastri è importante valutare sempre sia l'effetto del sisma prevalente x che del sisma prevalente y , col verso positivo e negativo. Vi saranno così per ciascuna sezione quattro gruppi di valori M_x , M_y , N per cui effettuare la verifica. Ove necessario, si deve tener conto anche delle approssimazioni nella valutazione dello sforzo normale, evidenziate alla fine del paragrafo 2.2 del capitolo precedente. Come già spiegato per le travi, anche per i pilastri è più corretto utilizzare per la verifica i valori a filo trave e non quelli in asse al nodo.

Le caratteristiche di sollecitazione fornite dal calcolo devono però essere usate solo per la verifica ed il progetto dell'armatura longitudinale della sezione al piede dei pilastri del primo ordine (ed a quella in testa ai pilastri dell'ultimo ordine, che è in genere scarsamente rilevante). Per tutte le altre sezioni è nettamente più condizionante la necessità di rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze, che richiede, con riferimento ad ogni nodo, che la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula

$$M_{c1,Rd} + M_{c2,Rd} \geq \gamma_{Rd} (M_{b1,Rd} + M_{b2,Rd}) \quad (8)$$

in cui γ_{Rd} vale 1.30 per strutture di classe di duttilità "A" e 1.10 per strutture di classe di duttilità "B" (NTC 08, punto 7.4.4.2.1). Il significato dei coefficienti amplificativi è, anche in questo caso, chiaramente probabilistico e mira a garantire che, anche in condizioni improbabili, la plasticizzazione delle travi preceda quella dei ritti.

I momenti flettenti nella (8) sono inseriti senza segno, ma ovviamente tenendo conto che il sisma fa plasticizzare gli estremi delle travi con momenti di verso concorde (quindi un estremo a momento positivo e l'altro a momento negativo). L'espressione vale quando anche i momenti agli estremi dei pilastri sono concordi (Fig. 4a). Può però capitare, ad esempio ai piani inferiori in edifici con travi poco rigide, che essi siano discordi (Fig. 4b); in tal caso si deve imporre che la resistenza dell'unico pilastro con verso differente sia maggiore della resistenza complessiva delle altre aste amplificata del coefficiente γ_{Rd} , ovvero

$$M_{c2,Rd} \geq \gamma_{Rd} (M_{b1,Rd} + M_{b2,Rd} + M_{c1,Rd}) \quad (9)$$

È importante osservare che la normativa non specifica, nel caso a, in che modo il momento complessivo debba essere suddiviso tra i due pilastri. Nel passato sono state suggerite varie formule che legavano questa ripartizione ai risultati del calcolo. Ma è facilmente controllabile, svolgendo analisi dinamiche non li-

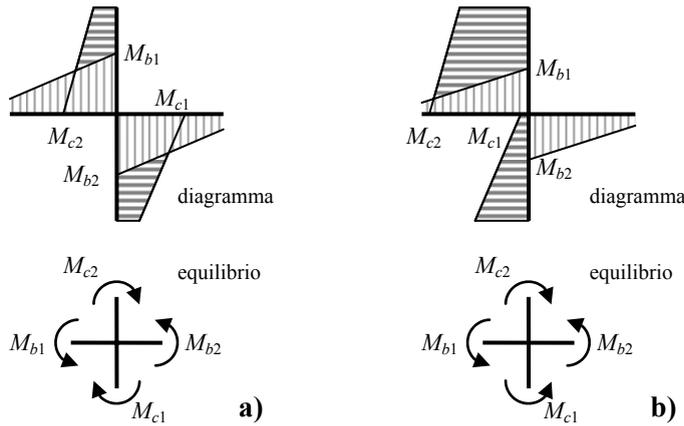


Fig. 4. Equilibrio nel nodo, tra momenti nelle travi e nei pilastri

neari, che durante il sisma la distribuzione dei momenti flettenti si discosta parecchio da quella prevista da un calcolo elastico, perché molte sezioni si plasticizzano. Quindi è preferibile seguire un criterio che sia operativamente il più semplice possibile. Una possibilità, logica e adatta ad una automatizzazione del calcolo, può essere quella di suddividere il momento complessivo in proporzione ai risultati forniti dallo schema base 3 o 4 (a seconda della direzione); si potrebbe far riferimento anche ai valori massimi forniti dall'involuppo delle varie condizioni di carico, ma in tal modo si rischia a volte di dare un peso eccessivo all'effetto dei carichi verticali (mentre quello che varia può essere solo l'effetto del sisma). In alternativa, si può prescindere completamente dai risultati del calcolo e suddividere il momento flettente complessivo in proporzione al momento d'inerzia del pilastro posto al di sopra (sup) e al di sotto (inf) del nodo. In questo caso è però opportuno tener conto anche del fatto che il taglio sismico globale V varia da un piano all'altro, crescendo quando si va dall'alto verso il basso; si potrebbe quindi moltiplicare il momento d'inerzia per un coefficiente, da valutare una volta per tutte per ciascun edificio in esame, pari al rapporto $V_i / (V_{sup} + V_{inf})$, con $V_i = V_{sup}$ o $V_i = V_{inf}$ a seconda del pilastro (superiore o inferiore) in esame.

Pertanto, dopo aver progettato l'armatura a flessione delle travi e determinato il momento resistente alle estremità, si può seguire per ciascun nodo la procedura qui indicata:

- con riferimento agli estremi di trave che convergono nel nodo, sommare (in valore assoluto) il momento positivo di una col negativo dell'altro; se le armature sono diverse tra destra e sinistra, scegliere l'accoppiata che fornisce il valore massimo;
- controllare (se si hanno dubbi) il segno del momento negli estremi di pilastro che convergono nel nodo, con riferimento allo schema base 3 o 4; se i mo-

menti non sono concordi, definire l'armatura del pilastro con momento minore e sommare il suo momento resistente a quello delle travi;

- incrementare la somma mediante il coefficiente γ_{Rd} ;
- ripartire il valore ottenuto tra il pilastro superiore e quello inferiore seguendo il criterio prescelto.

Parlando di momento resistente del pilastro occorre ricordare che questo è in generale soggetto a pressoflessione deviata, ovvero contemporaneamente a M_x , M_y ed N . I valori $M_{c,Rd}$ sopra citati vanno quindi intesi come quei valori del momento flettente (agente intorno all'asse perpendicolare al nodo in esame) che, accoppiato allo sforzo normale ed al momento flettente agente nell'altro asse, portano la sezione al limite. Dire che la sezione deve poter sopportare il momento flettente $M_{c,Rd}$ equivale, in sostanza, a considerare il valore di tale momento, che soddisfa la (8) come uguaglianza, come momento sollecitante, M_{Ed} , e verificare a pressoflessione deviata la sezione soggetta a tale momento oltre che allo sforzo normale ed al momento flettente agente intorno all'altro asse, ovvero calcolare le armature del pilastro in base a tale terna di sollecitazioni.

A tale proposito si osserva che la normativa non specifica niente per lo sforzo normale, lasciando così intendere che si debba far riferimento ai valori di calcolo. A rigore, la gerarchia delle resistenze imporrebbe di valutare anche questa caratteristica di sollecitazione a partire dal taglio nella trave (che diventa sforzo normale nel pilastro) e quindi dai momenti resistenti delle travi. Ricordando che in fondo qualsiasi impostazione non può mai presumere di cogliere esattamente la realtà ma richiede sempre alcune scelte convenzionali, si ritiene che la cosa più importante sia tenere sotto controllo la situazione per individuare eventuali sezioni in cui la variazione (o l'incertezza) dello sforzo normale sia critica e solo per queste approfondire il problema o più semplicemente largheggiare, fuori calcolo, nelle armature per garantire il comportamento voluto al di là di questa variabilità.

Ugualmente vaga è la normativa per quanto riguarda il momento flettente agente intorno all'altro asse. Utilizzare a tal fine il valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nel piano ortogonale appare eccessivo, perché il calcolo mostra che in una struttura ben dimensionata, che presenta solo modeste rotazioni planimetriche, non si raggiunge mai il massimo momento contemporaneamente nei due piani ortogonali. Si suggerisce pertanto di accoppiare il momento fornito dalla gerarchia delle resistenze per sisma nella direzione 1 con il più grande tra:

- il 30% del momento flettente fornito nell'altro piano dal criterio di gerarchia delle resistenze;
- il momento flettente nell'altro piano fornito dal calcolo per sisma prevalente nella direzione 1.

6.2. Progetto dell'armatura

In generale ogni sezione deve sopportare una flessione composta deviata, con vari gruppi di valori M_x , M_y , N . Questi valori, come appena detto, possono derivare dal calcolo oppure dal criterio di gerarchia delle resistenze. Per ciascuna sezione possono essere individuati numerosi gruppi di valori. In linea di massima è cautelativo (nonché più semplice se il calcolo non è totalmente automatizzato) far riferimento esclusivamente alla terna in cui è massimo in valore assoluto M_x (accoppiando ad essa il valore corrispondente di M_y ed i valori minimi e massimi dello sforzo normale) e ad un'altra terna analoga in cui è massimo in valore assoluto M_y .

Preliminarmente è opportuno controllare che la sollecitazione di compressione (incluso l'effetto del sisma) non ecceda il 65% ed il 55% (rispettivamente per classe di duttilità "A" e "B") della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo (NTC 08, punto 7.4.4.2.2.1); i criteri di dimensionamento suggeriti dovrebbero però rendere superfluo questa verifica, tranne in casi in cui il sisma provoca variazioni di sforzo normale particolarmente elevate.

Per definire l'armatura l'ideale sarebbe ovviamente comodo poter utilizzare un programma che la progetti direttamente a pressoflessione deviata. In mancanza di questo, si possono comunque ottenere buoni risultati progettando l'armatura a pressoflessione retta², valutando separatamente quella necessaria su una coppia di lati (con il valore massimo di M_x ed i valori massimi e minimi dello sforzo normale corrispondente) e sull'altra coppia di lati (con il valore massimo di M_y e gli N corrispondenti); si suggerisce di definire le barre un po' di abbondanza, perché occorre poi sempre verificare la sezione a pressoflessione deviata secondo quanto mostrato più avanti. La normativa sancisce questa possibilità (NTC 08, punto 7.4.4.2.2.1), consentendo addirittura di sostituire la verifica a pressoflessione deviata con una verifica a pressoflessione retta, purché in questa si utilizzi una resistenza a flessione convenzionale pari al 70% di quella di calcolo.

Una volta determinata l'area necessaria, si può definire numero e diametro delle barre da mettere nella sezione, nonché la loro posizione che dovrà sempre rispettare la simmetria. Salvo motivate eccezioni, come ad esempio alla base dei ritzi del primo ordine, è opportuno mantenere l'armatura longitudinale costante in ciascun ordine. Questo significa determinare l'armatura necessaria in testa ed al piede ed assegnare quella maggiore. È importante anche tener presente che l'armatura efficace al piede di un pilastro è quella proveniente dal piano inferiore. Si consiglia quindi di prestare molta attenzione nei casi in cui dal calcolo risulta necessaria al piede un'armatura maggiore di quella necessaria al piano sottostante.

² Una procedura approssimata per il progetto dell'armatura e la valutazione del momento resistente, valida per sezioni rettangolari con armatura simmetrica soggette a pressoflessione retta, è descritta in appendice.

Nel definire le barre in una sezione occorre ricordare che la normativa (NTC 08, punto 7.4.6.2.2) prescrive che l'area totale di armatura sia almeno pari all'1% dell'area della sezione di calcestruzzo e che la distanza tra le barre non superi i 25 cm. È in genere conveniente individuare fin dall'inizio l'armatura minima da disporre in ciascun tipo di sezione e valutarne la capacità resistente per fasce di valori dello sforzo normale; ciò può consentire di capire subito, con un rapido sguardo alle caratteristiche di sollecitazione, in quali punti sia sufficiente l'armatura minima e quali richiedano invece un calcolo specifico e la disposizione di un numero maggiore di barre.

La norma indica anche un limite superiore alla percentuale di armatura (4%) ma si ritiene che valori del 2-2.5% siano già troppo elevati ed indice di carenza nel dimensionamento.

Se l'armatura è stata progettata a pressoflessione retta occorre infine verificare la sezione a pressoflessione deviata per tutti i gruppi di valori $M_{x,Ed}$, $M_{y,Ed}$, N_{Ed} , dovuti al calcolo o alla gerarchia delle resistenze. Per ciascuna terna di valori occorre determinare i momenti resistenti $M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$ corrispondenti allo sforzo normale N_{Ed} e controllare che sia

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^{1.5} \leq 1 \quad (10)$$

Questa espressione è suggerita dalla normativa (NTC 08, punto 4.1.2.1.2.4), che però indica genericamente con α l'esponente da utilizzare e non fornisce indicazioni pratiche su come quantizzarlo. Il valore 1.5, qui suggerito, è basato su studi effettuati da uno degli autori³.

Considerazioni pratiche

In edifici con travi emergenti e pilastri di sezione rettangolare è buona norma, come già detto, mantenere una sezione dei pilastri non inferiore a quella delle travi. In questi casi la gerarchia delle resistenze è sostanzialmente rispettata se anche l'armatura disposta nei due lati corti di ciascun pilastro non è inferiore alla somma delle armature superiori ed inferiori delle travi adiacenti.

7. Pilastri: armatura a taglio

Come nelle travi, anche per i pilastri il taglio in base a cui verificare la sezione e progettare le armature trasversali deve essere determinato, nello spirito della

³ Si veda il capitolo sulla pressoflessione nel testo: A. Ghersi, Il cemento armato. Dalle tensioni ammissibili agli stati limite: un approccio unitario, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2005 e l'articolo: A. Ghersi, M. Muratore, Verifica e progetto allo stato limite ultimo di pilastri in c.a. a sezione rettangolare: un metodo semplificato, Ingegneria sismica, n. 3, 2004.

gerarchia delle resistenze, a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità del pilastro. Si utilizza pertanto l'espressione

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^{\text{sup}} + M_{Rd}^{\text{inf}}}{l_P} \quad (11)$$

in cui l_P è la lunghezza (netta) del pilastro ed il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} vale 1.3 nel caso di struttura di classe di duttilità "A" ed 1.1 per classe di duttilità "B". Si noti che così facendo si sta cumulando questa amplificazione a quella che ha incrementato i momenti nei pilastri rispetto quelli nelle travi. L'Eurocodice 8 (punto 5.4.2.3), ritenendo questo eccessivo, riduce i valori nel rapporto $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$ (momento resistente delle travi diviso momento resistente dei pilastri nel nodo).

La verifica della sezione ed il progetto delle armature a taglio vengono fatti ancora con le relazioni (5), con α_c valutato in funzione di N , e (6). Si osserva che per i pilastri non è prescritta la discutibile limitazione $\cot \theta = 1$. Anche in questo caso vi sono prescrizioni particolarmente vincolanti per la *zona critica*, definita (NTC 08, punto 7.4.6.1.2) come la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm. In tale zona (punto 7.4.6.2.2) il passo s delle staffe deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti

- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
- un terzo e un mezzo del lato minore della sezione trasversale;
- 125 mm e 175 mm.

Nelle indicazioni qui riportate, il valore minore si riferisce alla classe di duttilità "A", il maggiore alla classe di duttilità "B". Come ulteriore prescrizione, l'area complessiva A_{st} dei bracci delle staffe deve essere

$$A_{st} \geq k \frac{f_{cd}}{f_{yd}} b_{st} s \quad (12)$$

dove b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe, mentre k vale 0.12 per le zone critiche di strutture di classe di duttilità "A", 0.08 in tutti gli altri casi. Così ad esempio per un calcestruzzo di classe C25/30 ed acciaio B450C, se il pilastro è largo 30 cm (e quindi $b_{st} = 25$ cm) risulta $A_{st} \geq 10.9$ cm²/m (cioè poco più di $\varnothing 8/10$) nella zona critica per classe "A" e $A_{st} \geq 7.2$ cm²/m in tutti gli altri casi. Ovviamente se il pilastro ha larghezza 60 cm queste quantità si raddoppiano ed occorrono staffe a quattro bracci (o staffe più tirantini).

8. Nodi trave-pilastro

Col termine "nodo" si intende la parte di pilastro che si incrocia con le travi in esso concorrenti. L'evidenza sperimentale conferma che una delle cause principali di crollo durante il sisma è costituita dalla rottura a taglio degli estremi



(a) nodo perimetrale tradizionale



(b) nodo perimetrale con "bottoni"

Fig. 5. Diverso comportamento di nodi perimetrali durante il terremoto de L'Aquila, 2009 (foto di B. Calderoni)

dei pilastri, discussa nel paragrafo precedente, e dei nodi. Particolarmente a rischio sono i nodi perimetrali e d'angolo (Fig. 5a), perché in quelli interni le travi circostanti esercitano un'azione di confinamento che riduce il rischio di rottura. La normativa (NTC 08, punto 7.4.6.2.1) incoraggia a predisporre un prolungamento della trave oltre il pilastro di estremità (realizzando quindi un piccolo sbalzo) per migliorare l'ancoraggio delle armature delle travi (Fig. 5b). Già in anni lontani Pagano⁴ suggeriva questa soluzione denominando "bottoni" questi piccoli sbalzi che sono di grande utilità anche se non possono assicurare un effettivo completo confinamento del nodo.

Più in dettaglio, la normativa (NTC 08, punto 7.4.4.3) definisce il nodo *interamente confinato* quando in ciascuna delle sue quattro facce si innesta una trave, di sezione tale da coprire per almeno i tre quarti la larghezza del pilastro; inoltre le coppie di travi su facce opposte devono ricoprirsi per almeno i tre quarti dell'altezza. Le condizioni geometriche innanzi citate sono, in verità, tanto restrittive da non poter essere quasi mai rispettate. Anche ad esse deve quindi essere dato il giusto peso, pensando al comportamento fisico della struttura. Ad esempio, un pilastro rettangolare è soggetto ad un taglio modesto nel piano di minor rigidezza; se in tale piano esso è racchiuso tra due travi emergenti non si riesce ad immaginare una rottura a taglio del nodo anche se le travi lo coprono solo per una parte ridotta della sua larghezza.

Per valutare cosa succede nel nodo occorre tener presente che ad esso viene trasmesso il taglio V_c dal pilastro posto al di sopra, ma che contemporaneamente agiscono i momenti flettenti nelle travi che generano tensioni di trazione nell'arma-

⁴ M. Pagano, Gli impalcati degli edifici in zona sismica, Liguori, Napoli, 1990, pag. 83-86.

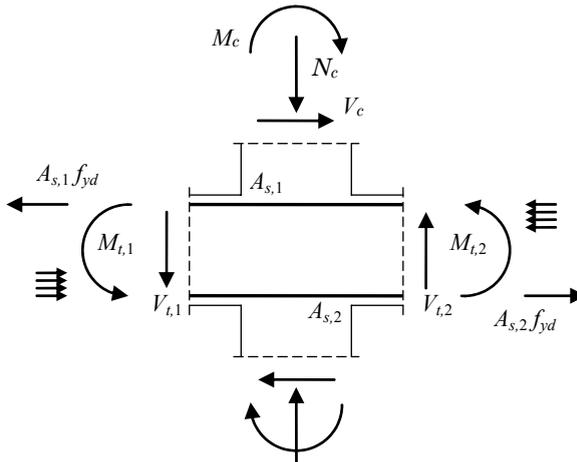


Fig. 6. Azioni nel nodo

tura e compressione nel calcestruzzo (Fig. 6). Allo stato limite ultimo l'armatura è snervata e quindi la risultante delle tensioni di trazione vale $A_s f_{yd}$ ed altrettanto vale, per l'equilibrio, quella di compressione. Le risultanti delle tensioni provenienti da destra e sinistra nella parte superiore del nodo hanno verso opposto al taglio V_c . La forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo vale quindi

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c \quad (13)$$

In questa espressione il contributo delle travi, in genere prevalente, è stato maggiorato mediante il fattore di sovreresistenza $\gamma_{Rd} = 1.20$.

L'effetto delle azioni sul nodo può essere valutato con un modello di tiranti e puntoni oppure ragionando sullo stato tensionale da esse indotto. Lo sforzo normale N_c trasmesso dal pilastro sovrastante ed il taglio V_{jbd} generano rispettivamente tensioni normali σ e tensioni tangenziali τ che si possono determinare dividendo le azioni per l'area efficace del nodo, $b_j \times h_{jc}$, dove b_j è la maggiore tra la larghezza del pilastro e la larghezza della trave (ma non più della minore di tali larghezze aumentata di metà altezza del pilastro), mentre h_{jc} è la distanza tra le armature estreme del pilastro (ovvero $h_c - 2c$). Si ha quindi

$$\sigma = \frac{N_c}{b_j h_{jc}} \quad \tau = \frac{V_{jbd}}{b_j h_{jc}} \quad (14)$$

Costruendo il cerchio di Mohr si ha lo stato tensionale in qualsiasi giacitura del nodo (Fig. 7). In particolare le tensioni principali di compressione e trazione valgono rispettivamente

$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2} \quad \sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma}{2} \quad (15)$$

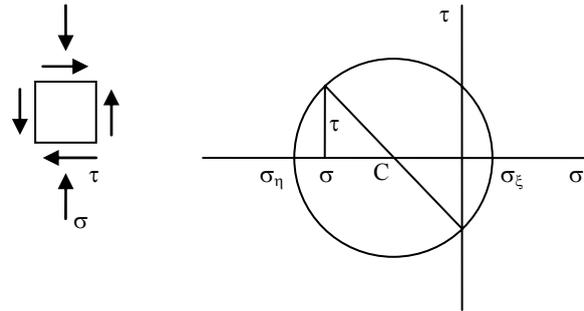


Fig. 7. Stato tensionale indotto nel nodo in assenza di staffe

Imponendo che la tensione di compressione σ_η non superi il valore ηf_{cd} , si ha

$$\tau \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\eta f_{cd}}} \quad (16)$$

ovvero (NTC 08, punto 7.4.4.3.1)

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (17)$$

essendo v_d la tensione normalizzata alla resistenza del calcestruzzo

$$v_d = \frac{\sigma}{f_{cd}} \quad (18)$$

ed η un coefficiente riduttivo che tiene conto della contemporanea presenza di compressione e trazione nelle direzioni ortogonali

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (19)$$

con $\alpha=0.6$ per nodi interni e 0.48 per nodi esterni. Contemporaneamente occorre controllare che la tensione di trazione σ_ξ non superi la resistenza a trazione f_{ctd} , e ciò richiede che sia

$$\tau \leq f_{ctd} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_{ctd}}} \quad (20)$$

ovvero

$$V_{jbd} \leq f_{ctd} b_j h_{jc} \sqrt{1 + \frac{N_c}{f_{ctd} b_j h_{jc}}} \quad (21)$$

Per evitare la rottura a trazione è possibile disporre nel nodo staffe di confinamento. La compressione verticale nel nodo lo fa dilatare e mette in trazione le

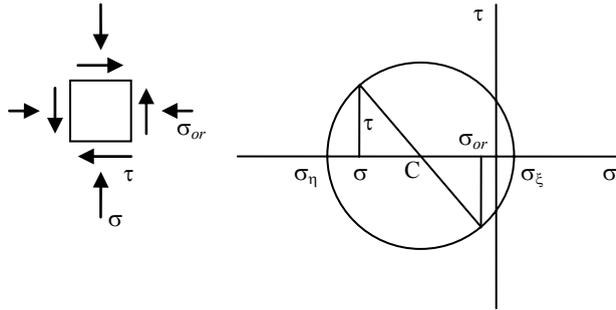


Fig. 8. Stato tensionale indotto nel nodo in presenza di staffe

staffe, che inducono quindi una compressione in orizzontale nel nodo. Se A_{sh} è l'area totale delle staffe, la tensione di compressione σ_{or} indotta nel calcestruzzo dalle staffe vale

$$\sigma_{or} = \frac{A_{sh} f_{yd}}{b_j h_{jw}} \quad (22)$$

dove h_{jw} è la distanza tra le armature superiori ed inferiori della trave (ovvero $h_t - 2c$). Lo stato tensionale nel nodo si modifica di conseguenza (Fig. 8) e la tensione principale di trazione vale

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma - \sigma_{or}}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma + \sigma_{or}}{2} \quad (23)$$

Imponendo che essa non superi la resistenza a trazione f_{ctd} , si ha

$$\sigma_{or} \geq \frac{\tau^2}{f_{cfs} + \sigma} - f_{ctd} \quad (24)$$

ovvero (NTC 08, punto 7.4.4.3.1)

$$\frac{A_{sh} f_{yd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{(V_{jbd} / b_j h_{jc})^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (25)$$

La normativa italiana richiede di effettuare queste verifiche solo per strutture di classe di duttilità CD "A". In ogni caso è richiesto, per i nodi non interamente confinati, di disporre lungo le barre longitudinali dei pilastri che attraversano il nodo una quantità di staffe almeno pari a quella prevista agli estremi dei pilastri e tale da rispettare la condizione

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (26)$$

dove A_{st} è l'area della singola staffa, n_{st} il numero di bracci, i l'interasse tra le staffe.

Appendice: procedura approssimata per la pressoflessione retta

Per una sezione rettangolare con armatura simmetrica soggetta a pressoflessione retta è possibile calcolare l'armatura necessaria per una coppia $M-N$ assegnata, o il momento resistente corrispondente ad uno sforzo normale N assegnato, mediante una procedura approssimata proposta da A. Ghersi e M. Muratore, che qui brevemente si richiama.

Detta A_c l'area della sezione in calcestruzzo, h la sua altezza e c il copriferro di calcolo, si definiscono le quantità

$$N_{c,\max} = A_c f_{cd} \qquad M_{c,\max} = 0.12 A_c h f_{cd} \qquad (\text{A.1})$$

che rappresentano rispettivamente il massimo sforzo normale ed il massimo momento flettente che può essere portato dalla sezione di calcestruzzo in assenza di armature. Per un assegnato valore dello sforzo normale N_{Ed} (positivo se di compressione) la sezione di calcestruzzo può portare un momento $M_{c(N)}$

$$M_{c(N)} = M_{c,\max} \left[1 - \left(\frac{0.48 N_{c,\max} - N_{Ed}}{0.48 N_{c,\max}} \right)^2 \right] \qquad (\text{A.2})$$

L'armatura servirà per portare la differenza tra il momento sollecitante M_{Ed} e l'aliquota portata dal calcestruzzo. L'area necessaria sul singolo lato è

$$A_s = \frac{M_{Ed} - M_{c(N)}}{(h - 2c) f_{yd}} \qquad (\text{A.3})$$

Il momento resistente M_{Rd} corrispondente all'armatura disposta può essere valutato invertendo le relazioni precedenti, ma si consiglia per una maggiore precisione di utilizzare la relazione

$$M_{Rd} = (M_{c,\max} + M_{s,\max}) \left[1 - \left| \frac{0.48 N_{c,\max} - N_{Ed}}{0.48 N_{c,\max} + N_{s,\max}} \right|^m \right] \qquad (\text{A.4})$$

nella quale

$$N_{s,\max} = 2 A_s f_{yd} \qquad M_{s,\max} = A_s (h - 2c) f_{yd} \qquad (\text{A.5})$$

rappresentano rispettivamente il massimo sforzo normale ed il massimo momento flettente che può essere portato dalle armature. L'esponente m è dato da

$$m = 1 + \frac{1}{1 + 2 N_{s,\max} / N_{c,\max}} \qquad (\text{A.6})$$

La relazione proposta può essere utilizzata anche per tener conto delle armature "secondarie", cioè quelle disposte nei lati ortogonali a quelli in cui si dispone l'armatura principale. Nella prassi progettuale tradizionale questo non veniva

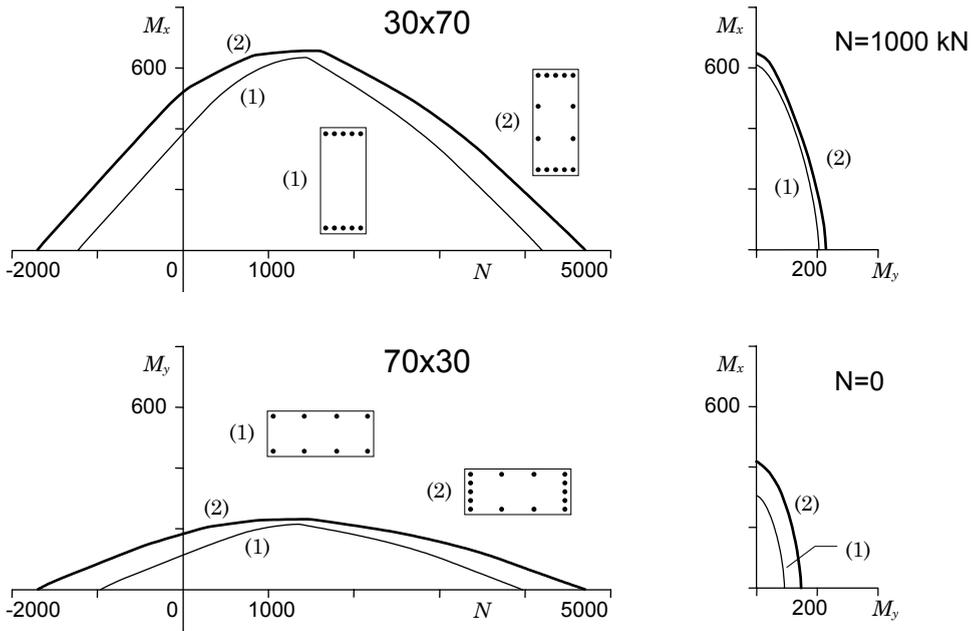


Fig. 9. Domini M_x , M_y , N : sezione 30x70, barre $\varnothing 20$, calcestruzzo C25/30, acciaio B450C

fatto, ma il contributo è spesso rilevante (Fig. 9), in particolare per valori di N molto bassi o molto alti, e può essere utile per cogliere meglio il comportamento a pressoflessione deviata. Questa armatura contribuisce pienamente allo sforzo assiale ma in misura minore alla flessione, ed è quindi possibile modificare le (A.5) in

$$N_{s,max} = 2 (A_s + A_{s,sec}) f_{yd} \quad M_{s,max} = (A_s + 0.4 A_{s,sec}) (h - 2 c) f_{yd} \quad (A.7)$$

Con i valori così modificati la (A.4), senza alcuna modifica formale, consente di determinare il momento resistente anche tenendo conto di questa armatura.

Capitolo 8

VERIFICA DEGLI IMPALCATI

1. Prescrizioni della normativa

Nel capitolo 4 si è già discussa la funzione degli impalcati durante un terremoto, di distribuire l'azione sismica tra i diversi elementi resistenti, e quindi l'importanza della loro rigidezza e la necessità che abbiano una adeguata resistenza. Questi aspetti, benché da tempo noti al progettista strutturale¹, non erano espressamente affrontati dalla normativa italiana precedente all'OPCM 3274. Sia l'Eurocodice 8 che le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 danno invece ad essi un sufficiente risalto.

Le NTC 08, che utilizzano il termine *orizzontamenti* con lo stesso significato qui usato per *impalcati*, indicano come criterio generale di progettazione che “gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale” (punto 7.2.1). Parlando di modellazione aggiungono che “gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore... purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza” (punto 7.2.6). Infine, per quanto riguarda la resistenza esse sottolineano che “gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%” (punto 7.3.6.1); tale prescrizione non è altro che l'applicazione del criterio di gerarchia di resistenza, come meglio specificato dall'analogia indicazione dell'Eurocodice 8 (punto 4.4.2.5).

¹ Si veda ad esempio A. Ghersi, P. Lenza, Il problema della verifica degli impalcati in zona sismica (nel volume A. Ghersi, Edifici antisismici con struttura intelaiata in cemento armato, CUEN, Napoli, 1986) e M. Pagano, Gli impalcati degli edifici in zona sismica, Liguori, Napoli, 1990.

Nei paragrafi che seguono vengono discussi più in dettaglio i problemi relativi alla modellazione dell'impalcato ed alle verifiche di rigidezza e di resistenza.

2. Modellazione dell'impalcato

Parlando di modellazione dell'impalcato è bene distinguere tra la schematizzazione che si adotta nell'ambito del modello globale della struttura, al fine di valutare gli spostamenti e le caratteristiche di sollecitazione delle aste, e quella che si utilizza per valutare più in dettaglio le deformazioni e lo stato tensionale nell'impalcato stesso.

2.1. L'impalcato nel modello globale della struttura

A livello globale, si è già detto più volte che la scelta più comoda è quella di ipotizzare che l'impalcato sia continuo e indeformabile nel suo piano, e quindi tale da costituire un vincolo mutuo tra i nodi della struttura. Questa ipotesi consente, nel caso di analisi statica, di considerare agente ad ogni livello direttamente l'azione complessiva, proporzionale alla massa totale ivi disposta; in caso di analisi modale, riduce notevolmente il numero di modi da prendere in considerazione per ottenere risultati validi. Si noti però che la continuità è una caratteristica che dipende esclusivamente dalla geometria dell'impalcato, ed è quindi immediatamente riscontrabile. L'indeformabilità è invece legata anche ai carichi su esso agenti e richiede uno specifico controllo, da effettuare "a posteriori" cioè dopo la risoluzione dello schema strutturale globale.

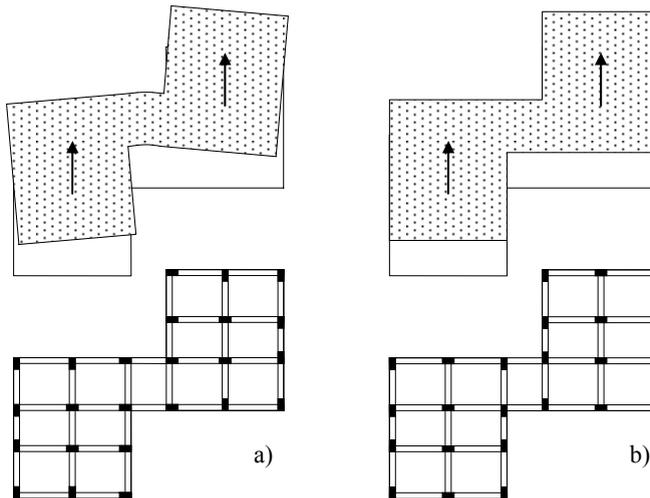


Fig. 1. Deformazione di un impalcato con forte restringimento, in base alla distribuzione degli elementi irrigidenti in ciascuna parte

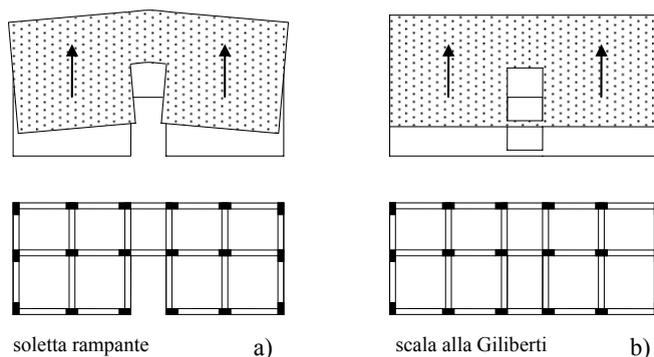


Fig. 2. Deformazione dell'impalcato in base al tipo di scala

Nel capitolo 4 si è già evidenziata l'importanza della forma planimetrica dell'impalcato. La fig. 4 di tale capitolo illustra adeguatamente l'indebolimento causato da forti restringimenti della pianta o dal fatto che la scala è un elemento fuori dal piano dell'impalcato. Si noti però che la presenza di forti restringimenti può provocare nella parte più stretta dell'impalcato deformazioni notevoli (Fig. 1a) o trascurabili (Fig. 1b) in funzione della distribuzione degli elementi irrigidimenti (nel secondo caso il progettista ha curato il bilanciamento delle rigidità separatamente per ciascuna delle due parti che compongono l'impalcato). Anche per quanto riguarda la scala, accorgimenti come quello suggerito da Giliberti (che fa poggiare la soletta rampante su una trave posta alla stessa quota dei solai) possono aumentare in misura rilevante la rigidità (e la resistenza) flessionale dell'impalcato (Fig. 2).

La distribuzione degli elementi resistenti verticali è importante anche per piante compatte. Tensioni e deformazioni nell'impalcato sono tanto minori quanto più diffusa ed uniforme è la presenza di irrigidimenti. L'ipotesi di impalcato indeformabile è quindi più attendibile nel caso di strutture intelaiate, mentre è più facile che cada in difetto per strutture dotate di un numero limitato di pareti in cemento armato, ma anche in presenza di tamponature molto robuste e ben ammortate alla struttura intelaiata. L'influenza delle tamponature sul comportamento dell'impalcato è discussa in un successivo paragrafo.

Nel passato l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel suo piano era indispensabile ai fini del calcolo. La potenza degli attuali computer e dei programmi agli elementi finiti oggi disponibili rende tale ipotesi non più strettamente necessaria. Si consiglia però di passare a modelli più sofisticati solo quando realmente necessario, perché le complicazioni che essi comportano possono vanificare, in caso di un uso non accorto, la maggior precisione ottenibile.

Per tener conto della deformabilità dell'impalcato è possibile modellare l'edificio come un telaio spaziale "scheletrico" (costituito cioè da aste), inserendo nelle maglie della carpenteria elementi bidimensionali di tipo lastra, di rigidità

za finita. Pur essendo possibile descrivere ciascun campo della carpenteria (cioè la zona compresa tra quattro pilastri) mediante un numero elevato di elementi, generati automaticamente dal computer, per un giudizio globale è spesso sufficiente utilizzare un solo elemento lastra per ogni campo. In alternativa, è possibile schematizzare ciascun campo di impalcato mediante due aste pendolo diagonali.

Si tenga presente che, tanto più il modello è complesso, tanto maggiore sarà l'onere computazionale (per il forte aumento dei gradi di libertà). Ma, soprattutto, aumenta il rischio di instabilità numerica dei risultati (dovuto alla presenza di elementi di rigidezza molto diversa: aste deformabili per flessione e aste o lastre deformabili per sforzi assiali) e la complessità dell'output.

2.2. Modellazione per la verifica dell'impalcato

Quando si ipotizza nel modello globale della struttura che l'impalcato sia infinitamente rigido nel suo piano, occorre poi verificare l'accuratezza di questa ipotesi (*verifica di rigidezza*). Per quanto utile, un esame qualitativo dell'impalcato non è sufficiente per accertare la validità dell'ipotesi. Occorre quindi determinare quantitativamente la deformazione dell'impalcato e confrontarla con gli spostamenti relativi forniti dallo schema strutturale globale. Ciò richiede la definizione di un modello geometrico dell'impalcato, al quale applicare come carichi le azioni ricavate dal modello globale.

Indipendentemente, poi, dalle ipotesi fatte per lo schema spaziale, occorre verificare che l'impalcato sia in grado di sopportare le azioni ad esso applicate (*verifica di resistenza*) o progettare armature idonee per garantire ciò. Anche questo richiede la definizione di un modello geometrico dell'impalcato, che è opportuno abbia un grado di dettaglio maggiore rispetto a quello eventualmente utilizzato nel modello strutturale globale.

Nell'effettuare le verifiche anzidette l'impalcato può essere visto come una lastra nervata; la soletta del solaio ne rappresenta l'elemento principale, mentre travetti del solaio, travetti di ripartizione e travi ne costituiscono le nervature. Ai fini delle deformazioni il contributo di travetti e travi può essere trascurato, adottando quindi un modello di lastra a spessore costante che può essere analizzata da programmi agli elementi finiti, discretizzandola in un numero elevato di parti. Nelle verifiche di resistenza può invece essere indispensabile tener conto del contributo di tali elementi.

Nel definire il carico è necessario far riferimento alle forze d'inerzia dovute al sisma, agenti su ogni singola massa e quindi schematizzate complessivamente come un carico distribuito. Poiché usualmente le masse hanno una disposizione planimetrica regolare, si ottengono risultati sufficientemente corretti supponendo che esse siano distribuite uniformemente in pianta. Se si è effettuata un'analisi statica, si valuterà in tal caso un carico sismico a metro qua-

dro, come rapporto tra la forza totale e la superficie dell'impalcato. Tale carico è bilanciato dalle azioni taglianti trasmesse dagli elementi verticali (pilastri o pareti in c.a. ed eventualmente tamponature).

Si noti che l'impalcato è visto come uno schema libero soggetto a carichi equilibrati. Per una risoluzione mediante computer è sicuramente necessario aggiungere dei vincoli tali da rendere lo schema isostatico. Eventuali reazioni di questi vincoli indicheranno che i carichi assegnati non sono in realtà equilibrati.

Nel caso di piante molto allungate è possibile adottare, in alternativa a quello di lastra, il modello di trave alla De Saint Venant. La rispondenza teorica è minore, perché le due dimensioni della sezione sono nettamente differenti tra loro, ma i risultati ottenuti sono in genere accettabili², purché nel calcolare gli spostamenti si tenga conto anche della deformabilità tagliente.

La verifica di resistenza può essere condotta, in alternativa, mediante un modello a "tiranti e puntoni", citato ad esempio dall'Eurocodice 8, punto 5.10 (4). Questa modellazione si rivela particolarmente utile quando, come spesso accade quando si analizza un edificio esistente, non si è sicuri della presenza di una idonea armatura nella soletta del solaio o comunque della sua continuità. In questo caso si può fare affidamento solo sulla diagonale compressa, riconducendosi quindi ad un sistema a "puntoni" che concentra i necessari sforzi di trazione solo nel reticolo delle travi. Per la definizione meccanica dell'asta del puntone si possono utilizzare i risultati illustrati nel par. 4.4 del capitolo 6, inerente l'effetto irrigidente delle tamponature nelle maglie dei telai.

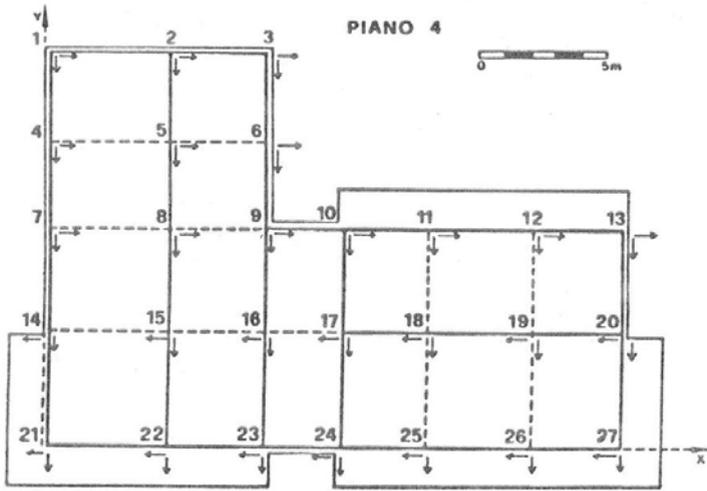
Anche nel caso di edifici in muratura con impalcati a volta o con solai isostatici con travi in legno o metallo (ma qui ci allontaniamo troppo dal tema di questo libro) il comportamento rigido dell'impalcato può essere assicurato da catene disposte in prossimità delle pareti dello schema scatolare, idonee all'assorbimento degli sforzi di trazione.

3. Schemi per l'analisi dell'impalcato

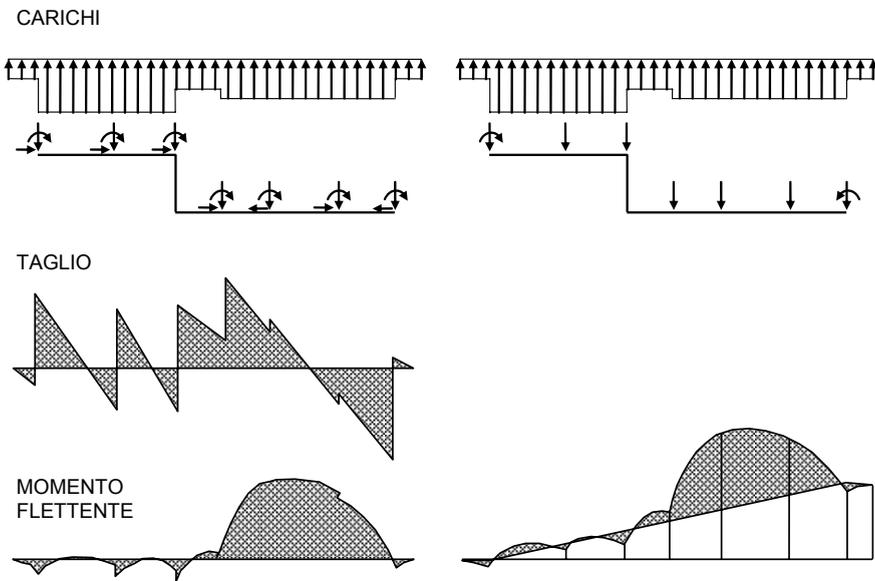
3.1. Ossatura intelaiata priva di tamponature

Lo schema intelaiato tridimensionale adottato per il calcolo usualmente non include le tamponature. La risoluzione di tale schema fornisce i valori del taglio in tutti i pilastri. Sezionando la struttura in modo da isolare un impalcato (Fig. 3a), questo può essere considerato, come già detto, come una lastra libera nello spazio, soggetta ad un insieme di carichi equilibrati: un carico distribuito equivalente al sistema ed azioni concentrate pari alla differenza tra i tagli dei pilastri superiori

² Si veda ad esempio l'Appendice nel libro di M. Pagano, *Gli impalcati degli edifici in zona sismica*, Liguori, Napoli, 1990.



(a) Distribuzione dei tagli trasmessi dai ritzi inferiori e superiori all'impalcato



(b) Impalcato considerato come una trave disposta nella fibra baricentrica, ove si trasportano le singole azioni taglianti con i relativi momenti

(c) Se si trascura il contributo dei telai ortogonali si può considerare il momento squilibrato come uniformemente distribuito lungo l'asse dell'impalcato; ciò corrisponde ad uno spostamento della fondamentale del diagramma

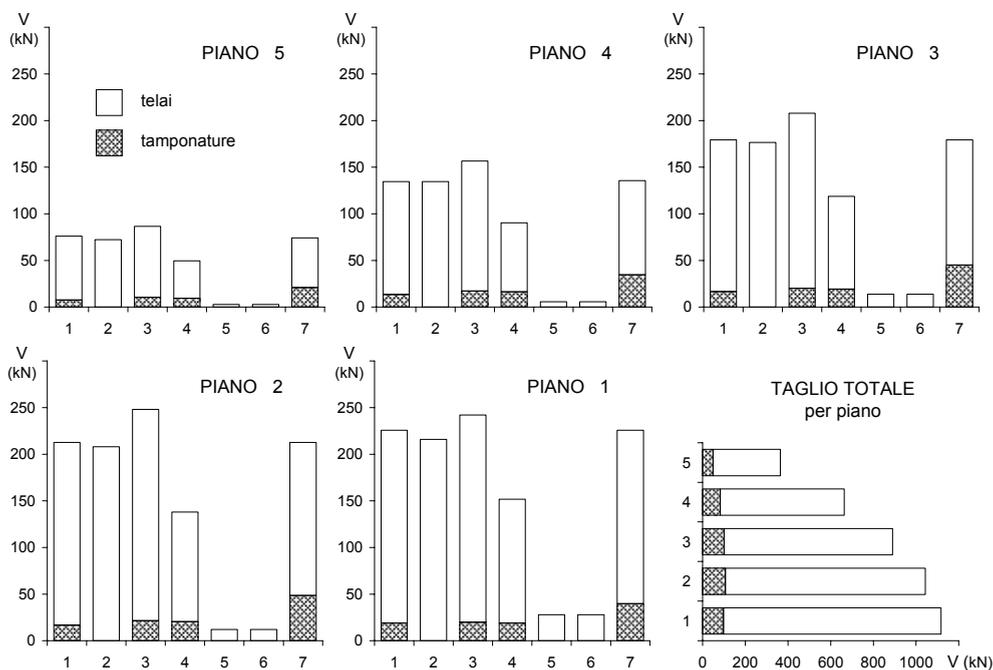
Fig. 3. Sollecitazioni nell'impalcato di un edificio (da A. Ghersi, P. Lenza, Il problema della verifica degli impalcati in zona sismica, CUEN, Napoli, 1986)

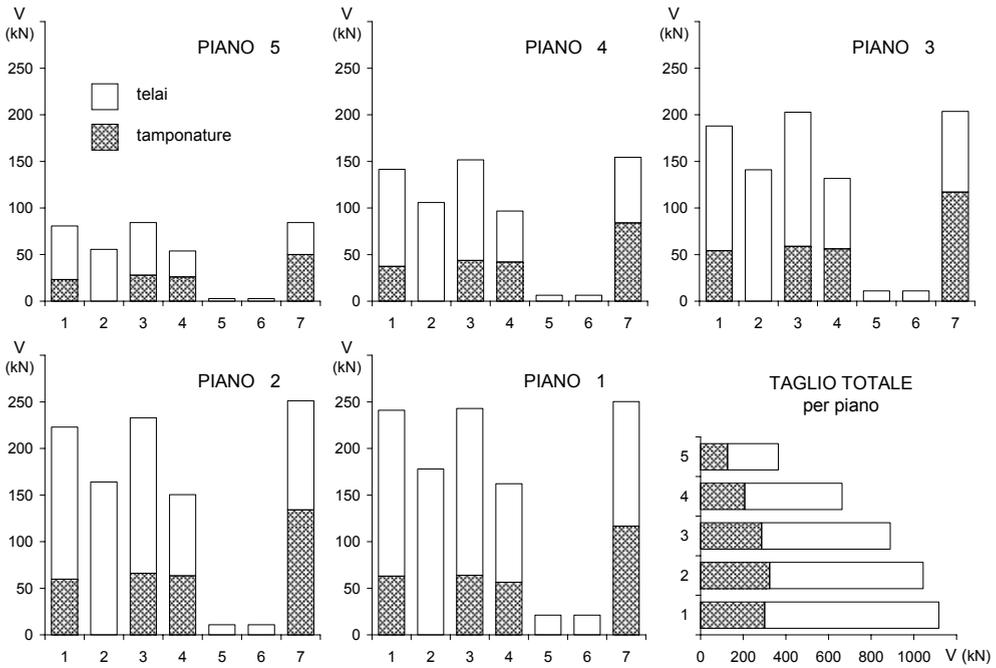
e di quelli inferiori. Si noti che per l'equilibrio alla rotazione sono necessari anche i tagli che nascono nei telai perpendicolari alla direzione dell'azione sismica.

Nel caso di pianta di forma allungata, se per l'impalcato si utilizza il modello di trave l'entità del carico distribuito sarà ottenuta per ciascuna sezione moltiplicando il carico a metro quadro per la larghezza dell'impalcato. Tale carico è bilanciato da forze concentrate, poste in corrispondenza dei telai paralleli al sisma e pari alla somma algebrica dei tagli dei pilastri di ciascun telaio, e da momenti dovuti alle azioni taglianti ortogonali al sisma (Fig. 3b). Con una discreta approssimazione questi momenti possono essere sostituiti da un carico flettente uniformemente distribuito lungo l'asse della trave (Fig. 3c).

3.2. Ossatura intelaiata con tamponature

La presenza di tamponature viene normalmente trascurata nel calcolo dell'ossatura spaziale perché in genere essa comporta una riduzione globale delle sollecitazioni in travi e pilastri (anche se localmente può esservi un aggravio dello stato tensionale). Essa però comporta allo stesso tempo una variazione di distribuzione delle azioni taglianti che può invece risultare più gravosa per l'impalcato. Nel verificare quest'ultimo è quindi opportuno utilizzare più schemi, corrispondenti alla assenza ed alla presenza di tamponature.





(b) Solo tamponature senza aperture; formula di M. Pagano

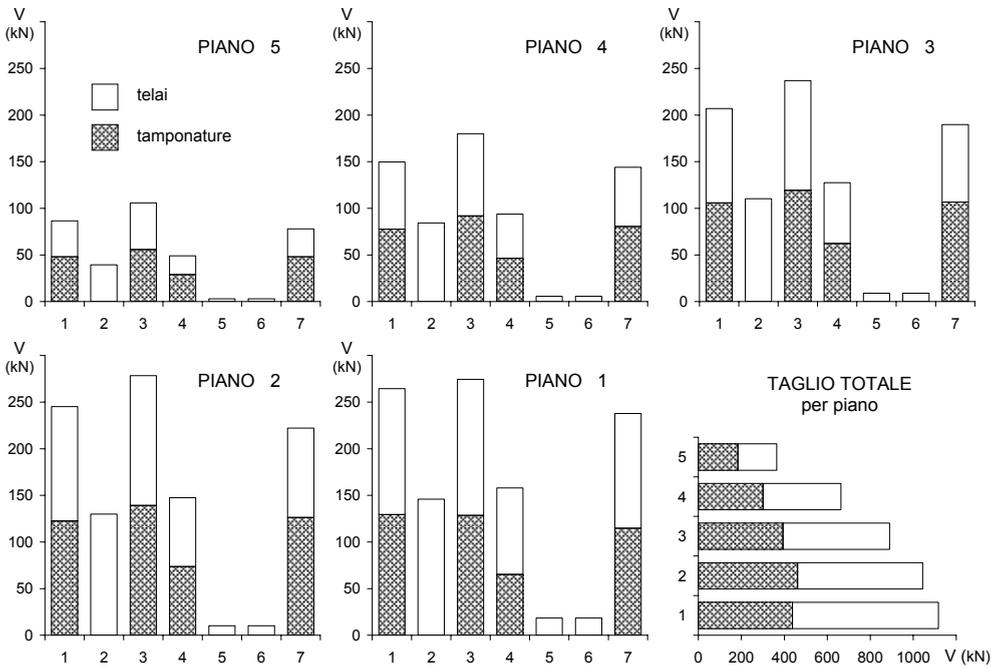


Fig. 4. (c) Anche tamponature con aperture (con rigidezza ridotta); formula di M. Pagano

La modellazione di tamponature è stata già discussa nel par. 4.4 del capitolo 6. Le incertezze evidenziate possono essere superate adottando un criterio di fascia di comportamento, cioè risolvendo più schemi limite, che massimizzano e minimizzano il contributo delle tamponature. Adottando lo schema di pendolo, nel caso di pannelli pieni si potranno considerare come valori estremi per la sua larghezza quelli proposti da Pagano e dalla normativa del 1981. Le tamponature dotate di aperture potranno essere considerate del tutto irrilevanti, oppure con rigidità pari ad un'aliquota di quella del corrispondente pannello pieno (ad esempio $2/3$ nel caso di finestre non particolarmente estese, $1/3$ nel caso di porte-finestre). La differente distribuzione delle azioni sismiche tra i telai e le tamponature è mostrata a titolo esemplificativo in Fig. 4³.

3.3. Schemi limite di comportamento in presenza di tamponature

La collaborazione delle tamponature all'assorbimento dell'azione sismica è in genere gravosa per l'impalcato, perché le tensioni e deformazioni che esso presenta durante un terremoto sono tanto maggiori quanto meno diffusi sono gli elementi resistenti verticali. Una valutazione immediata, a vantaggio di statica, delle condizioni dell'impalcato è possibile ipotizzando che l'intera azione orizzontale venga bilanciata dai telai tamponati. Si può addirittura supporre che risultino efficaci solo alcuni tra questi, scelti in modo da massimizzare le sollecitazioni nell'impalcato. Gli schemi così ottenuti rappresentano un comportamento limite più gravoso e in genere molto distante da quello effettivo perché questa posizione corrisponde a considerarli infinitamente rigidi. Se però la deformazione dell'impalcato, risultante da questi schemi limite, è trascurabile rispetto agli spostamenti relativi degli impalcati e le tensioni sono modeste, tali cioè da non richiedere un sensibile aumento dell'armatura disposta nella soletta, è ovviamente inutile effettuare una analisi più precisa.

La scelta degli schemi limite deve essere effettuata da ciascun progettista, esaminando la pianta del fabbricato da calcolare. Come esempio, si prenda in considerazione un edificio di forma allungata (Fig. 3a), in cui le tamponature sono disposte lungo il contorno ed in corrispondenza della scala. Un primo schema limite si ottiene trascurando le pareti del vano scala ed ipotizzando che tutta l'azione sismica sia assorbita dai telai tamponati perimetrali (Fig. 5a). L'impalcato può in tal caso essere riguardato come una trave appoggiata all'estremità. Un secondo schema corrisponde invece al trascurare le tamponature perimetrali ed ipotizzare che il sisma sia assorbito esclusivamente dal vano scala (Fig. 5b). Entrambi questi schemi provocano sollecitazioni e deformazioni massime dove le forze sismiche sono più elevate, cioè in genere all'ultimo impalcato.

³ Rielaborazione grafica da dati riportati in: A. Ghersi, P. Lenza, Il problema della verifica degli impalcati in zona sismica, CUEN, Napoli, 1986).

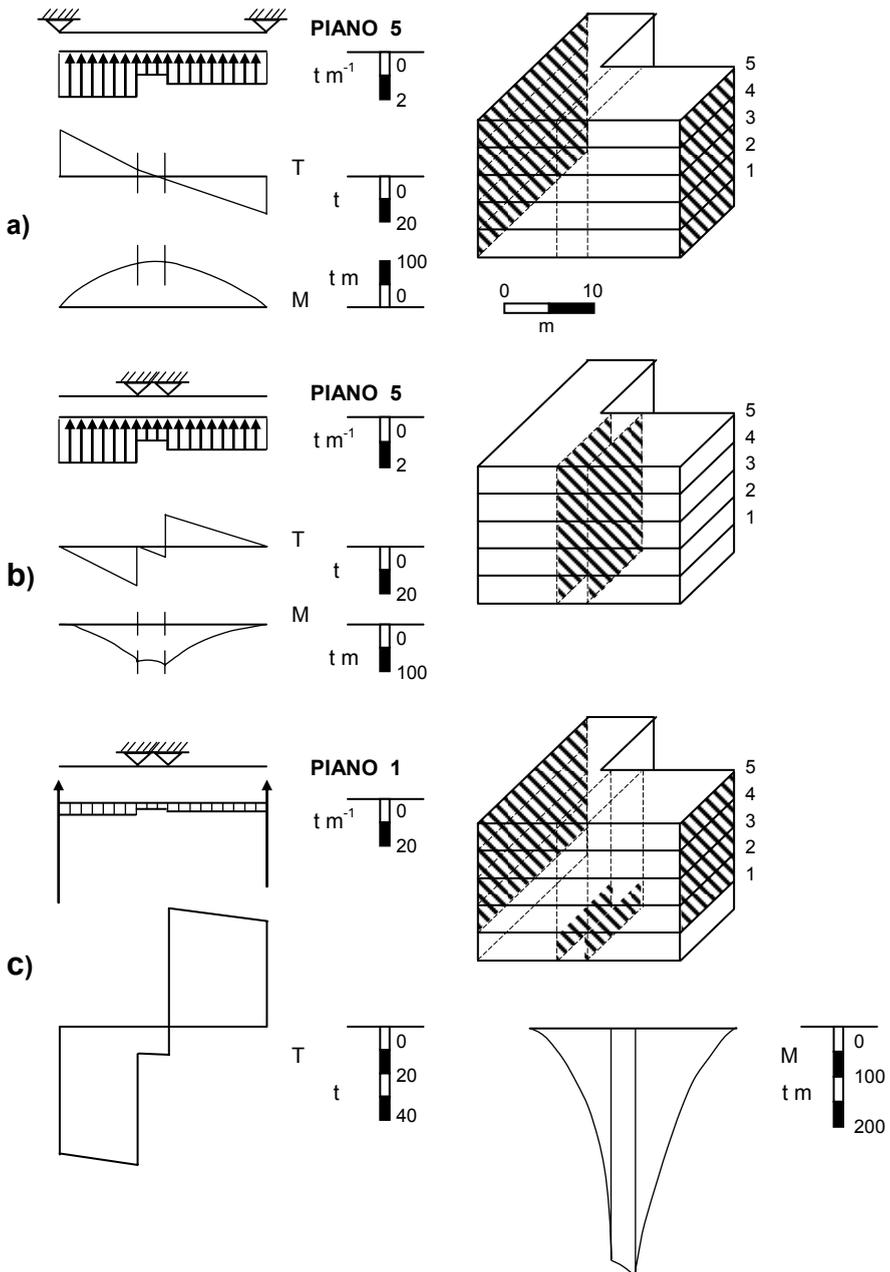


Fig. 5. Alcuni schemi limite per l'edificio di cui alla Fig. 3, irrigidito da tamponature nei telai laterali, nel corpo scale e per una combinazione sfavorevole dei due casi precedenti (da A. Ghersi, P. Lenza, Il problema della verifica degli impalcati in zona sismica, CUEN, Napoli, 1986)

La variazione della tamponatura lungo l'altezza dell'edificio può portare a ulteriori schemi limite, ancora più gravosi perché coinvolgono la totalità delle forze sismiche anziché quelle relative ad un solo piano.

Tra le varie configurazioni vincolari, si esaminano a titolo di esempio due casi. Il primo è quello di un edificio avente tamponature perimetrali rigide solo ad un piano, come ad esempio avviene negli scantinati quando le pareti esterne fungono anche da contenimento per il terreno. Anche in questo caso, analogamente alla situazione mostrata in Fig. 5a, si può ipotizzare che l'azione sismica venga assorbita interamente dai telai irrigiditi da tali pareti. In particolare, al carico orizzontale distribuito agente sul primo impalcato occorre però aggiungere i tagli trasmessi dai pilastri del secondo ordine che equilibrano globalmente l'azione sismica di tutti gli altri impalcati (dal secondo all'ultimo). Se, nello spirito di una valutazione rapida ma sufficientemente approssimata, si assimilano tali forze concentrate ad un carico distribuito, il primo impalcato potrà essere schematizzato come una lastra (o trave) semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta ad un carico distribuito complessivamente pari all'intera azione sismica agente sul fabbricato.

Una situazione diversa si ha negli edifici dotati di robuste tamponature lungo il perimetro esterno solo ai piani superiori e lungo il corpo scala al piano terra. Questa situazione si verifica ad esempio quando il piano terra è adibito a negozi, dotati di ampie vetrine, oppure è a portico (Fig. 5c). In questo caso l'azione sismica, che agli altri ordini è equilibrata dalle pareti perimetrali e del vano scala, è assorbita a quel livello solo da queste ultime. Lo stato tensionale dell'impalcato è quindi aggravato dal fatto che l'azione sismica relativa ai piani superiori si concentra all'estremità di esso. Una situazione del genere è poi globalmente più pericolosa per la struttura perché la presenza di un piano più debole (piano soffice) ne diminuisce la duttilità, rendendo inadeguate le azioni sismiche convenzionalmente prescritte dalla normativa.

4. Verifica di rigidezza

La verifica di rigidezza è ovviamente necessaria solo se nel modello di calcolo globale si è ipotizzato un impalcato infinitamente rigido nel suo piano. Infatti, per quanto esso possa essere rigido è inevitabile una sua deformazione, che comporta la variazione degli spostamenti orizzontali dei telai piani costituenti la struttura rispetto a quanto previsto nel calcolo. Verificare l'attendibilità dell'ipotesi di impalcato indeformabile vuol dire quindi semplicemente controllare che le variazioni siano tali da non comportare cambiamenti apprezzabili dello stato tensionale di travi e pilastri. Se indichiamo con f_r la massima deformazione dell'impalcato r , intesa come massimo scostamento rispetto alla sua deformata rigida, occorre a tal fine confrontare la *variazione di deformazione* di

due impalcati consecutivi con lo *spostamento relativo* fornito dalla risoluzione del telaio spaziale

$$\Delta f_r \ll \Delta_r \quad (1)$$

ove con Δf_r si indica la variazione di deformazione dell'impalcato r rispetto a quello inferiore e con Δ_r lo spostamento relativo dell'interpiano r ; si può considerare sufficiente che il termine a sinistra della disequaglianza sia dieci volte più piccolo di quello a destra.

Cautelativamente, si può esaminare la deformazione f_r del singolo impalcato e considerarla accettabile se risulta essere molto minore dello spostamento relativo anzidetto.

La verifica dovrebbe essere effettuata per ciascuno degli schemi di calcolo, considerando quindi anche l'effettivo irrigidimento costituito dalle tamponature, ma può essere ampiamente cautelativo fare un calcolo semplificato solo per gli schemi limite citati nel paragrafo precedente. In realtà questi schemi limite equivalgono a considerare infinitamente rigidi i telai tamponati, e ciò porterebbe a valori nulli del secondo termine della (1). È però possibile, con un approccio fortemente incongruo ma pratico e conservativo, confrontare il primo termine della (1), ottenuto considerando uno schema limite, con il secondo termine determinato invece considerando lo schema scheletrico. Ad esempio con riferimento ai due schemi limite rappresentati nella Fig. 6, riconducibili rispettivamente ad una trave appoggiata di luce L e a due travi incastrate di luce $L_1 \cong L/2$, entrambe soggette ad un carico sismico di piano uniformemente distribuito p_r , la deformazione f_r può così essere speditivamente determinata con le espressioni

$$f_r = \frac{5 p_r L^4}{384 E I} + \frac{\chi p_r L^2}{8 G A} \quad (2a)$$

$$f_r = \frac{p_r L^4}{128 E I} + \frac{\chi p_r L^2}{8 G A} \quad (2b)$$

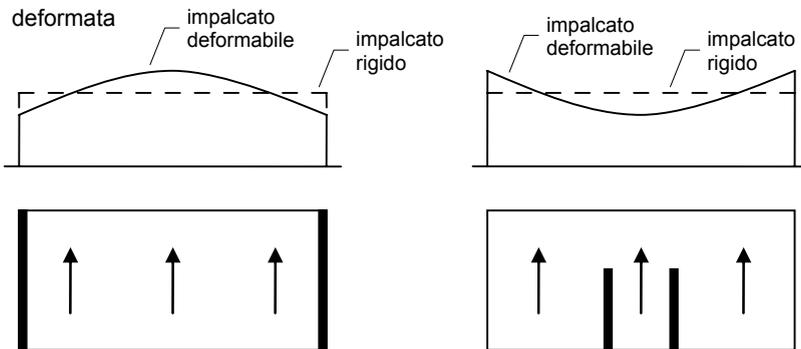


Fig. 6. Schemi di deformazione degli impalcati

rispettivamente per i due schemi limite. Nelle due espressioni si tiene conto, come già detto in precedenza, anche della deformazione prodotta dal taglio; χ infatti indica il fattore di taglio della sezione resistente costituita dalla soletta di area A e momento d'inerzia I nel piano orizzontale.

Nei rari casi in cui l'ipotesi risulta non accettabile occorrerebbe ripetere il calcolo modellando opportunamente gli impalcati, in modo da cogliere con precisione l'effetto della loro deformazione. È però possibile stimare approssimativamente tale effetto modificando le sollecitazioni negli elementi strutturali in proporzione alla variazione di spostamento dovuto alla deformazione calcolata per l'impalcato, rispetto alla sua deformata rigida. Tale stima è cautelativa perché la redistribuzione di azioni dovuta alla deformazione dell'impalcato tende infatti sempre a ridurre la deformazione dell'impalcato rispetto ai valori di prima stima.

5. Verifica di resistenza e armatura dell'impalcato.

Indipendentemente dal fatto di essere considerati infinitamente rigidi oppure deformabili, gli impalcati di un edificio antisismico hanno essenzialmente il compito di ripartire l'azione sismica tra i telai che compongono l'ossatura spaziale. Perché possano assolvere con efficacia a tale funzione, è necessario che essi siano in grado di sopportare le sollecitazioni che ne conseguono (incrementate del 30%, nello spirito della gerarchia delle resistenze).

La verifica andrebbe fatta per tutti gli impalcati. Si noti però che le sollecitazioni e le deformazioni sono tanto maggiori quanto più elevato è il carico sismico. Poiché le accelerazioni dovute al terremoto sono massime ai piani superiori, le condizioni più gravose si avranno quindi quasi sempre nell'ultimo impalcato, a meno di brusche variazioni di rigidezza tra un piano e l'altro.

Se nell'analizzare l'impalcato si è adottato il modello di lastra, occorre determinare in un numero sufficiente di punti le direzioni principali di trazione e compressione. I valori corrispondenti delle tensioni saranno utilizzati per verificare che la tensione di compressione risulti accettabile per il calcestruzzo e che l'armatura disposta nella soletta (Fig. 7) sia idonea ad assorbire la trazione. La rete ordinariamente disposta (tipicamente $\varnothing 8/25 \times 25$) andrà infittita, se necessario, nelle sezioni più sollecitate. Armature suppletive possono a volte essere necessarie anche nelle travi per la verifica delle zone più deboli dell'impalcato.

Si può operare allo stesso modo anche se si è utilizzato il modello di trave. Dalle tensioni, valutate in base alla flessione e al taglio, si può infatti risalire alle direzioni e tensioni principali. In questo caso, per coerenza con l'ipotesi di materiale omogeneo, lo stato tensionale andrebbe determinato considerando il materiale interamente reagente, e quindi con riferimento alla sezione geometrica dell'impalcato, costituita dalla soletta e dagli altri elementi longitudinali in calcestruzzo quali travi e travetti di ripartizione (Fig. 8).

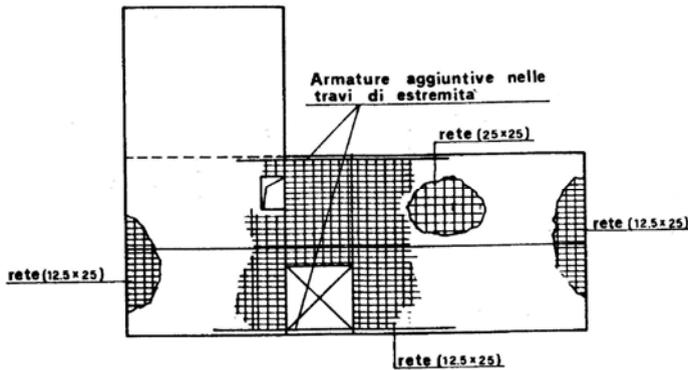


Fig. 7. Armatura dell'impalcato

In alternativa si può seguire fino in fondo il modello di trave, determinando il momento e il taglio resistente nelle sezioni più pericolose, corrispondenti in genere ai punti di attacco con gli elementi più rigidi (telai con robuste tamponature o pareti in c.a.) ed alle zone di minor ampiezza dell'impalcato (vano scala). In tal caso si terrà conto della parzializzazione della sezione, o potranno essere utilizzati schemi approssimati che affidino tutta la resistenza flessionale agli elementi più eccentrici. Ad esempio nella sezione dell'impalcato con maggiore momento si può far assorbire tale momento solo dalle due travi di bordo come fossero le ali di una ideale "putrella"

$$F = \pm \frac{M}{B} \quad (3)$$

essendo B la distanza tra le due travi di bordo.

Se si è utilizzato un modello di tiranti e puntoni per l'analisi dell'impalcato devono innanzitutto essere verificate le due strisce diagonali di ciascun campo d'impalcato sia a compressione che a trazione (tenendo conto dell'armatura di soletta) mentre le risultanti di tali sforzi sono ricondotte alle travi ove la funzione di tirante può essere svolta dall'armatura longitudinale, purché costituita (come oggi è consuetudine) da barre diritte adeguatamente sovrapposte nelle interruzioni e ben ancorate. Nella verifica si può considerare come puntone una striscia diagonale di soletta, senza tener conto delle nervature costituite dai travetti; questi hanno però una funzione statica importante perché evitano l'instabilità della soletta compressa.

Anche se complessivamente equivalenti, i diversi modelli di comportamento e di verifica possono portare a differenti disposizioni delle armature atte ad assorbire la trazione. In particolare, mentre la determinazione delle tensioni principali o lo schema di trave a sezione interamente reagente comportano la necessità di una armatura diffusa, il considerare la parzializzazione della se-

Capitolo 9

IL SISTEMA FONDALE E LA SUA INTERAZIONE CON LA STRUTTURA IN ELEVAZIONE

1. Introduzione

Il sistema fondale costituisce non solo il confine fisico tra la struttura in elevazione ed il terreno ma anche quello culturale tra i settori scientifici che si riferiscono rispettivamente alla Tecnica delle costruzioni ed alla Geotecnica. Pur partendo originariamente da un ceppo comune, negli ultimi decenni i due settori si sono fortemente differenziati con la conseguenza (positiva) di un notevole progresso di conoscenza specialistica nei rispettivi campi ma anche con la conseguenza (questa fortemente negativa) di una separazione tra le rispettive attività di ricerca che non ha valorizzato le forti interazioni tra i due settori.

Tutto ciò ha una ricaduta diretta nelle applicazioni professionali, perché oggi il progettista strutturale da un lato dimensiona e verifica le fondazioni (come facenti parte della struttura) tenendo in qualche modo conto della risposta del terreno mentre effettua le verifiche geotecniche delle stesse utilizzando modelli diversi, certamente più attenti alla complessità della meccanica del terreno. Anche questo libro risente della situazione storica ed il lettore è avvertito che troverà spunti di riflessione importanti ma non risposte approfondite ai problemi geotecnici, anche se questi sono inseparabili da quelli strutturali.

È opportuno innanzitutto richiamare alcuni concetti base delle più comuni verifiche geotecniche: la valutazione della resistenza e la determinazione delle deformazioni (cedimenti).

Sotto l'aspetto della resistenza, la verifica geotecnica della fondazione viene concepita come una verifica di stabilità dell'insieme terreno-fondazione. L'approccio fino a ieri seguito era, nonostante il diffuso uso della parola "limite", definibile più propriamente come verifica a rottura in quanto applicava un coefficiente di sicurezza globale ai carichi (la dizione moderna di stato limite

ultimo prevede invece l'uso di coefficienti parziali, per i carichi e per i materiali). Si noti che, contemporaneamente, in elevazione prevaleva nettamente l'uso del metodo delle tensioni ammissibili. Tradizionalmente, quindi, il carico di collasso viene determinato, per fondazioni dirette, mediante le formulazioni di Terzaghi e similari, applicate con riferimento alle aree di impronta più comuni (quadrato e rettangolo per i plinti diretti, striscia indefinita per le travi rovesce) utilizzando i valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno; la possibilità di tener conto anche di un carico eccentrico ed inclinato (rispetto all'asse verticale) ne consente l'applicazione anche in zona sismica. Anche per i pali le formulazioni adottate (associate però sempre anche a prove di carico in situ) si riferiscono al collasso dell'insieme palo-terreno.

Sotto l'aspetto della deformazione (cedimenti) la verifica geotecnica si caratterizza per la complicazione derivante dal fattore tempo che determina una risposta differenziata dell'andamento dei cedimenti in funzione del meccanismo di espulsione della fase liquida che, a seconda del tipo di terreno, va da pochi secondi a numerosi anni. Peraltro nel calcolo dei cedimenti è necessaria una più estesa conoscenza delle stratificazioni del terreno in profondità.

Le normative attuali (Eurocodice 7; NTC 08, capitolo 6) sono caratterizzate dall'adozione del metodo degli stati limite. Ciò presuppone, ad esempio, che la capacità resistente allo stato limite ultimo sia valutata a partire da parametri relativi ai materiali opportunamente ridotti per tener conto della dispersione statistica (ottenuti quindi, tipicamente, riducendo la resistenza del materiale mediante un fattore parziale γ_M). L'estensione alla geotecnica è stata alquanto travagliata, anche perché molte delle formule disponibili sono tarate su dati sperimentali e risentono in maniera a volte sproporzionata delle modifiche ai parametri meccanici. La soluzione cui si è arrivati è un po' diversa da quella usata in campo strutturale, perché prevede di valutare la resistenza (carico limite) di calcolo applicando sia coefficienti di sicurezza γ_M ai parametri meccanici del terreno che coefficienti di sicurezza γ_R ai carichi limite ottenuti dalle classiche formulazioni. È segno dei dibattiti intercorsi e dei compromessi raggiunti il fatto che vengono proposti due approcci alternativi (o addirittura tre, nell'Eurocodice 7), che utilizzano in maniera differente i coefficienti di sicurezza per le azioni (A), per le caratteristiche del terreno (M), per le resistenze complessive ovvero per i carichi limite (R). In particolare le NTC 08 prevedono:

- Approccio 1, con due combinazioni da esaminare:
 - Combinazione 1, valida essenzialmente per la verifica della struttura, che usa i coefficienti A1, M1, R1;
 - Combinazione 2, valida essenzialmente per le verifiche geotecniche, che usa i coefficienti A2, M2, R2.
- Approccio 2, con un'unica combinazione da utilizzare sia per la verifica della struttura che per le verifiche geotecniche, che usa i coefficienti A1, M1, R3.

Tab. 1. Valori del coefficiente parziale γ_R per verifiche di resistenza (coefficienti R3)

	Capacità portante		Scorrimento	
Fondazione diretta	2.30		1.10	

	Resistenza alla base	Resistenza laterale (compr.)	Resistenza laterale (traz.)	Totale (per prove di carico)
Pali infissi	1.15	1.15	1.25	1.15
Pali trivellati	1.35	1.15	1.25	1.30
Pali ad elica continua	1.30	1.15	1.25	1.25

Per semplicità si prende qui in esame solo l'approccio 2, che risulta forse quello di più immediato utilizzo. Esso prevede di applicare alla struttura le azioni di calcolo valutate con i coefficienti A1, che sono quelli usuali della progettazione strutturale (1.3 e 1.5 rispettivamente per carichi permanenti e variabili), e determinare il carico limite dell'insieme terreno-fondazione esattamente come si faceva prima, con gli usuali valori (perché $M1=1$) dei parametri meccanici: tangente dell'angolo di resistenza al taglio φ' , coesione efficace c' , resistenza non drenata c_u , peso dell'unità di volume γ . Il valore di calcolo del carico limite è poi ottenuto mediante il fattore riduttivo γ_R , che dipende dal tipo di fondazione e dal tipo di verifica (Tab. 1). Questa impostazione si può raffrontare con facilità con quanto si faceva nel passato, quando si confrontavano le azioni (determinate con i valori caratteristici dei carichi) con un valore pari al carico limite diviso per un coefficiente di sicurezza (3 nel caso di fondazioni dirette, 2.5 per quelle su pali). Ora i carichi, e quindi le azioni in fondazione (in assenza di sisma), sono incrementati di circa 1.4 (valore medio tra γ_G e γ_Q). Nel caso di fondazioni dirette la sicurezza ora imposta deriva quindi dal prodotto $1.4 \times 2.3 = 3.22$, leggermente maggiore del valore usato in precedenza. Nel caso di pali trivellati si ha invece $1.4 \times 1.3 = 1.82$, significativamente minore di quanto si avesse nel passato.

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, le indicazioni normative sono molto generiche. Si ribadisce (NTC 08, punto 6.2.3.3) che "il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa". Occorre quindi calcolare i cedimenti prodotti dai carichi (presi con il valore caratteristico) e valutarne l'ammissibilità. In particolare il controllo va fatto sui cedimenti relativi, che possono provocare soprattutto danni a tramezzi e tamponature.

Nell'affrontare il complesso costituito da terreno, fondazione e struttura in elevazione il progettista deve esaminare tre aspetti:

- la verifica "geotecnica" del sistema fondale, cioè la valutazione della capacità portante del terreno e dei suoi cedimenti;
- la verifica "strutturale" del sistema fondale, cioè la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione o dello stato tensionale nella fondazione;

- la modellazione dell'intero complesso, che deve consentire di valutare in maniera corretta le azioni sulle tre parti (terreno, fondazione, struttura in elevazione) che la compongono.

Anche se questi aspetti sono fortemente interconnessi, occorre tenere presente che:

- in condizioni non sismiche, cioè in presenza di soli carichi verticali, le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione sono poco condizionate dall'insieme terreno-fondazione (o, meglio ancora, devono esserlo, nel senso che occorre evitare cedimenti relativi tali da stravolgerne la distribuzione); le si può quindi determinare con buona approssimazione con un qualsiasi modello, ad esempio basandosi sulle aree di influenza dei pilastri;
- in condizioni sismiche, nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza dell'insieme terreno-fondazione devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti (NTC 08, punto 7.2.5). Un riferimento ai momenti di calcolo (incrementati del 10% o del 30% rispettivamente per CD"B" e CD"A") è indicato solo per porre un limite superiore a tali azioni.

In sostanza, il modello da utilizzare per l'intero complesso deve essere finalizzato ad una buona stima delle sollecitazioni sulla struttura in elevazione ed è accettabile a tal fine anche se l'obiettivo viene raggiunto con una schematizzazione grossolana del terreno. È perfettamente corretto, anzi opportuno, analizzare successivamente l'insieme terreno-fondazione, utilizzando in questo caso una modellazione più raffinata per il terreno.

2. Scelta del sistema fondale

Le fondazioni di un edificio trasmettono al terreno il carico portato dai pilastri. La loro area di impronta è più ampia della sezione di quest'ultimi, perché la resistenza del terreno è molto minore di quella del materiale che costituisce i pilastri. La scelta tra le diverse tipologie di fondazione è quindi dettata dalle caratteristiche del terreno, che devono essere definite da una apposita relazione geotecnica. Per terreni via via peggiori, o carichi maggiori, la scelta passa dai plinti isolati alle travi rovesce, ai reticoli di travi ed infine alle platee. Se il terreno è tanto scadente da rendere impossibile, o antieconomico, il ricorso a una fondazione di tipo diretto, si opta per le fondazioni su pali, in genere costituite da singoli plinti, ma se necessario anche da travi o platee su pali.

Nel caso di edifici siti in zona sismica, alla precedente si affianca un'altra motivazione molto importante, legata all'essenza stessa dell'evento sismico. Causa prima dei terremoti sono i lenti movimenti delle zolle di crosta terrestre, ipotizzati all'inizio del XX secolo da Wegener (deriva dei continenti) e definitivamente

te accettati negli anni '70 col modello di tettonica a zolle crostali. Lo scorrimento mutuo tra le rocce di zolle adiacenti, lungo le linee di contatto dette faglie, è frenato dall'attrito. Le rocce sono quindi costrette a deformarsi, accumulando elevatissime energie elastiche. L'improvvisa frattura delle rocce porta a scorrimenti tra i lati opposti della faglia che possono raggiungere entità superiore al metro. Il moto si trasmette dal punto in cui ha avuto inizio (ipocentro) con onde elastiche di compressione e di taglio. Queste vibrazioni possono a loro volta provocare ulteriori movimenti di masse di terreno, specialmente in zone franose.

I danni riscontrati a seguito di un terremoto sono dovuti essenzialmente a due ragioni diverse. Una prima causa è l'oscillazione del terreno su cui poggia l'edificio, considerato come un blocco unico. Gran parte delle problematiche relative al "calcolo di edifici in zona sismica" vertono proprio sui modelli da utilizzare nello schematizzare e valutare l'effetto di tale moto sul fabbricato. La seconda causa è invece il movimento relativo di parti diverse del terreno su cui poggia l'edificio. Appare evidente la necessità di evitare costruzioni in prossimità di una faglia, o in zone dichiaratamente franose. È però in ogni caso indispensabile realizzare un sistema di fondazioni tali da impedire movimenti relativi tra i pilastri del fabbricato.

La normativa ribadisce tale concetto, affermando (NTC 08, punto 7.2.1) che "il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale". Più avanti (punto 7.2.5.1) essa impone di "tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura". In alternativa richiede che le strutture di fondazione siano collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti (fornite in maniera differenziata in base al tipo di terreno ed all'accelerazione sismica prevista nel sito). Questa prescrizione progettuale, pur se con indicazioni più semplici, era già contenuta nelle norme precedenti ed è peraltro pacificamente accettata dall'utenza tecnica.

È da notare che la presenza di un reticolo di travi di fondazione o di travi di collegamento tra i plinti non conferisce solo una elevata rigidità estensionale al sistema ma contribuisce anche ad aumentare quella flessionale. Le travi rovesce hanno spesso un elevato momento d'inerzia, che consente di limitare i cedimenti differenziali prodotti dai carichi verticali ed è importante anche nei riguardi delle azioni sismiche, perché ridistribuisce globalmente sul terreno gli incrementi e decrementi di carico dovuti al momento ribaltante delle azioni sismiche. Le travi di collegamento hanno invece una rigidità nettamente minore, poco efficace nei confronti dei cedimenti vincolari, ma comunque in grado di diminuire il momento flettente sui plinti e di conseguenza l'eccentricità degli sforzi assiali risultanti.

La presenza di consistenti azioni orizzontali sulla struttura in elevazione comporta per la fondazione una variazione nella distribuzione dei carichi verticali trasmessi e la presenza di momenti flettenti. A causa dell'eccentricità e dell'inclinazione dell'azione risultante, il carico limite di una fondazione diretta si riduce rispetto alle condizioni non sismiche. Questa riduzione può essere rilevante nel caso di plinti isolati o mutuamente collegati da travi molto flessibili, situazione che si può avere, ad esempio, nei capannoni industriali. Il momento flettente trasmesso in fondazione è molto forte nel caso di strutture con (poche) pareti in c.a.; in questi casi è però buona norma realizzare una fondazione scatolare molto rigida che consente di scaricare l'azione del sisma sugli elementi di fondazione ortogonali, riducendo l'eccentricità nella singola trave e la conseguente penalizzazione del carico limite. Un identico comportamento scatolare si ha anche nel caso di strutture a telaio con reticolo di travi rovesce. In definitiva, la penalizzazione del carico limite della fondazione per effetto delle azioni sismiche applicate alla struttura è spesso poco rilevante.

Un problema a parte potrebbe essere, nei terreni a grana grossa, quello dell'effetto delle vibrazioni sul carico limite (denominato dai geotecnici "effetto cinematico"). Le vibrazioni modificano la superficie di scorrimento riducendone l'angolo e ciò comporta una diminuzione del carico limite. Numerosi sono i modelli proposti per tenerne conto. I risultati che forniscono appaiono a volte molto diversi tra loro; sembra però verosimile che accelerazioni, quali quelle che si hanno per eventi ad alto periodo di ritorno in siti a sismicità medio-forte, portino a riduzioni del 20÷30%. La normativa non impone, tuttavia, di tener conto di questo aspetto.

Occorre comunque tenere presente che le nuove norme considerano agenti in condizione sismica carichi gravitazionali ridotti, corrispondenti alla combinazione quasi permanente e quindi un 30÷40% più bassi rispetto a quelli considerati in assenza di sisma. Ciò porta a concludere che per le fondazioni sia quasi sempre più gravoso far riferimento alla condizione non sismica.

3. Dimensionamento delle fondazioni

Il dimensionamento, sia geotecnico che strutturale, delle fondazioni può quindi essere effettuato seguendo i criteri validi per edifici siti in zona non sismica (che verranno ripresi più avanti nel capitolo), con la sola accortezza di realizzare buoni collegamenti tra tutti gli elementi. Potendo pensare sostanzialmente a soli carichi verticali, le azioni sulle fondazioni possono essere determinate con buona approssimazione con un qualsiasi modello, ad esempio basandosi sulle aree di influenza dei pilastri. A partire da queste si determinano le arre di impronta della fondazione e le caratteristiche di sollecitazione in base a cui definire le sezioni dei plinti o delle travi rovesce. Le sezioni che in tal mo-

do si ottengono presentano normalmente una rigidezza flessionale e tagliante nettamente superiore a quella delle aste della struttura intelaiata; è ancora attuale l'indicazione di accertarsi che l'inerzia della trave di fondazione sia almeno quattro volte superiore a quella della somma delle inerzie delle travi in elevazione, suggerita da Pagano¹. Seguendo tale consiglio, l'effetto in elevazione di eventuali cedimenti fondali diventa irrilevante. Inoltre il comportamento della struttura nei confronti di azioni orizzontali risulta quasi coincidente con quello di uno schema incastrato alla base.

3.1. Travi rovesce e reticolo di travi

Nel caso di singole travi rovesce, il dimensionamento geotecnico (cioè la definizione della larghezza di sottobase) è fatto utilizzando la formula del carico limite, proposta inizialmente da Terzaghi e successivamente raffinata con l'introduzione di numerosi coefficienti correttivi, con riferimento ad una striscia di lunghezza infinita. Il procedimento può essere iterativo, perché il carico limite dipende dalla larghezza, ma la larghezza è a sua volta scelta confrontando carico agente e carico limite. Lo stesso approccio si usa normalmente anche nel caso di reticolo di travi rovesce. Quando, però, la larghezza delle travi è notevole e gli spazi pieni prevalgono sugli spazi vuoti lasciati tra le travi può essere più corretto immaginare il reticolo come un'unica estensione ed utilizzare le stesse formule, ma con riferimento ad un'area di impronta rettangolare $B \times H$, dove B ed H sono le dimensioni complessive della pianta.

Il dimensionamento strutturale della trave è tradizionalmente fatto in funzione del taglio più che del momento flettente. Il taglio V può essere immediatamente stimato in funzione del carico verticale N trasmesso dai singoli pilastri (ad esempio $V \cong 0.5 N$ per un pilastro interno). Nel caso di un reticolo di travi occorre prima ripartire, in maniera approssimata e cautelativa, la forza N negli incroci delle travi. La scelta della sezione è fatta in base alle sollecitazioni massime; raramente si differenzia la sezione tra le aste del reticolo ed in ogni caso è evidente la necessità di uniformare almeno l'altezza. La sezione dell'anima della trave è definita in base al taglio massimo, mantenendo un adeguato margine per tener conto del valore strategico della fondazione e della difficoltà ad ispezionarla e ad effettuare eventuali interventi in caso di degrado. Le eventuali ali, necessarie quando la larghezza di sottobase è elevata, vengono dimensionate in base alla flessione indotta dal terreno, o semplicemente su considerazioni geometriche. È importante, infine, che la sezione scelta garantisca la rigidezza flessionale, di cui si è parlato in precedenza.

I criteri innanzi descritti sono riferiti essenzialmente al caso di strutture a telaio. La situazione è notevolmente diversa nel caso di fabbricati che presen-

¹ M. Pagano, Teoria degli edifici, vol. 2, Edifici in cemento armato, Liguori, Napoli, 1970.

tano irrigidimenti concentrati, come pareti in cemento armato. I momenti flettenti che insorgono in tali elementi sono infatti di entità molto elevata e condizionano decisamente la scelta delle dimensioni della fondazione. Oltre alla evidente necessità di conferire una notevole altezza alla trave, è importante far sì che l'intera fondazione si comporti come una "scatola" rigida e che le coppie flettenti trasmesse dalle pareti vengano adeguatamente contrastate anche dalle travi ortogonali. In caso contrario il vincolo rotazionale alla base della parete risulterebbe poco efficace. L'assenza o la scarsa rigidità delle travi ortogonali porta inoltre ad un problema, spesso riscontrato in edifici progettati per azioni da vento e privi di collegamenti in fondazione. Poiché l'elemento di fondazione delle pareti viene dimensionato in base alle azioni che esso deve assorbire durante il sisma, cioè in un momento particolare e di durata molto breve rispetto alla vita della struttura, esso è nettamente sovradimensionato rispetto alla situazione corrente, in cui sono presenti solo i carichi verticali. Le fondazioni dei pilastri adiacenti, che in un edificio con pareti in cemento armato sono scarsamente sollecitati dal terremoto, sono invece dimensionate senza larghezza. La conseguente differenza di tensioni medie sul terreno può portare a cedimenti relativi non previsti, e conseguentemente a danni almeno agli elementi di tamponatura.

3.2. Plinti diretti

Anche in questo caso il dimensionamento geotecnico è fatto con la formula di Terzaghi, con riferimento ad un'area di impronta quadrata o rettangolare. L'altezza della sezione è in genere definita in base alla verifica a taglio o a punzonamento.

Per verificare successivamente i plinti in condizione sismica, poiché questi sono sempre collegati tra loro da travi, occorre conoscere in che modo il momento flettente agente alla base del pilastro si ripartisce tra plinto e travi. La rigidità del primo dipende ovviamente dalle caratteristiche del terreno ed è tanto minore quanto più esso è deformabile. Terreni molto cedevoli hanno però contemporaneamente anche caratteristiche meccaniche scadenti, ed i plinti in essi realizzati hanno dimensioni maggiore. La rigidità dei plinti è quindi spesso nettamente prevalente rispetto a quella delle travi di collegamento. Almeno in prima approssimazione si può quindi verificare ciascun plinto ipotizzando che esso assorba la totalità del momento flettente. Nel verificare le travi si può assumere invece cautelativamente che esse sopportino almeno il 50% dell'azione flettente.

3.3. Plinti su pali

Nel caso di fondazioni indirette il sistema fondale è costituito generalmente da plinti su pali e travi di collegamento. I plinti assumono la forma di poligoni regolari con gli assi dei pali coincidenti con i vertici del poligono, in maniera che il carico assiale del pilastro, collocato nel baricentro, si ripartisca uniformemente tra i diversi pali.

Anche in questo caso il primo dimensionamento dei plinti può ottenersi con riferimento alla condizione non sismica, ottenendo il numero di pali necessario dividendo il carico gravitazionale trasmesso dal singolo plinto per la portanza di calcolo del palo P_d , (derivata da P_{lim} mediante il coefficiente di sicurezza parziale γ_R). Sarà comunque opportuna una certa unificazione dei plinti, sia per comodità realizzativa che per tener conto dei momenti flettenti sismici.

In fase di verifica sismica sarà necessario ripartire i momenti flettenti tra la rigidità flessionale dei plinti e quella delle travi di collegamento. Essendo in genere i primi più rigidi delle seconde, è ancora possibile assegnare, a vantaggio di sicurezza, il 100% del momento ai plinti ed il 50% alle travi. Solo nel caso di plinti ad un solo palo si assume cautelativamente che il momento flettente sia interamente assorbito dalla trave; lo stesso avviene per il plinto a due pali, per i momenti agenti intorno all'asse congiungente il baricentro dei pali.

In presenza di soli carichi verticali i pali sono soggetti a sforzo normale. In condizioni sismiche, l'azione tagliante trasmessa al piede dei pilastri provoca spostamenti orizzontali e sollecitazioni flessionali nei pali, che vanno quindi verificati a pressoflessione. La flessione può essere ulteriormente incrementata a causa del cosiddetto effetto cinematico: durante il sisma il terreno in cui i pali sono immersi non si comporta come blocco rigido, perché gli strati che lo compongono si deformano; ciò induce ulteriori spostamenti e momenti flettenti nel palo, che possono essere particolarmente rilevanti quando esso attraversa strati di terreno che hanno forte differenza di rigidità.

4. Modellazione

Gli strumenti di calcolo a disposizione nel passato non consentivano di analizzare agevolmente l'insieme tridimensionale costituito da struttura in elevazione, fondazione e terreno. Il criterio progettuale di prevedere un sistema fondale molto più rigido di quello in elevazione, oltre ai vantaggi comportamentali già citati, rendeva pienamente accettabile analizzare la struttura in elevazione considerandola rigidamente vincolata a un sistema fondale indeformabile (ovvero usando un vincolo di incastro al piede). L'elemento di fondazione veniva successivamente analizzato con riferimento alle azioni trasmesse dalle strutture in elevazione. Ove era necessario tener conto espressamente dell'interazione col terreno, come nel caso di trave rovescia, si utilizzava comunemente il classico modello di Winkler che schematizza il suolo come un letto di molle elastiche. Modellazioni più sofisticate (semispazio elastico o altro) erano a volte adottate per il terreno, in particolare per le verifiche geotecniche. Era infine opportuno controllare l'entità dei cedimenti, verticali e rotazionali, per valutare l'accettabilità delle ipotesi di partenza (incastro al piede). Una possibile procedura consiste nel valutare il momento flettente che insorgerebbe nelle travi per un ce-

dimento relativo δ degli estremi ($M = 6 E I \delta / l^2$) o nei pilastri del primo ordine per effetto della rotazione φ al piede ($M = 4 E I \varphi / l$) in assenza di altre deformazioni. Questi valori vanno confrontati (o eventualmente aggiunti) a quelli ottenuti con la risoluzione dello schema spaziale.

La maggiore potenza offerta dagli attuali computer ha reso ormai comune l'uso di modelli "globali". Alcune delle problematiche principali relative alla modellazione vengono discusse nel seguito, separatamente per ciascuna tipologia di fondazione.

4.1. Travi rovesce e reticolo di travi

Per schematizzare le travi rovesce, in numerosi codici di calcolo è previsto espressamente l'elemento strutturale "trave su suolo elastico"; in altri (ad esempio SAP 2000) si può suddividere ciascun elemento trave (*beam*) in più tratti assegnando vincoli elastici concentrati (*springs*) equivalenti. Gli strutturisti sono sempre stati coscienti dell'inadeguatezza della modellazione di Winkler, criticabile (e aspramente criticato dai geotecnici) sia per l'indipendenza mutua delle molle (che ignorano la congruenza verticale tra strisce di terreno adiacenti) che per la loro linearità (mentre il reale comportamento del terreno è marcatamente non lineare). Bisogna tuttavia tener presente che modelli del terreno più realistici richiedono la definizione di numerosi parametri meccanici del terreno ed i loro risultati possono essere falsati dalle inevitabili approssimazioni nella scelta di tali parametri. Un discreto compromesso potrebbe essere l'uso di molle non lineari, a comportamento iperbolico definito in base a due soli parametri: la tangente all'origine (cioè il comportamento elastico iniziale) ed il valore del carico limite. Se si conoscesse lo stato deformativo finale si potrebbe però sostituire tale modello con uno elastico con rigidezza secante (differenziando così, ad esempio, il comportamento sotto i carichi gravitazionali e quelli sismici). Ciò equivale a dire che andrebbe bene anche il vecchio modello di Winkler, a condizione di dosare la "costante di sottofondo" (che esprime la rigidezza delle molle) in funzione dello stato deformativo. Si riscopre così la saggezza di vari autori, come M. Pagano, che già molti decenni fa suggerivano di considerare un intervallo molto ampio di valori della costante di sottofondo per ovviare in qualche modo all'approssimazione del modello deformativo, nonché un intervallo di valori della "larghezza" della trave per tener conto che le deformazioni indotte si diffondono anche all'esterno dell'area di impronta della fondazione.

L'uso di elementi monodimensionali quali le travi su suolo elastico nella modellazione di una struttura tridimensionale trascura però il fatto che nelle zone di intersezione, peraltro piuttosto estese (Fig. 1), la reazione del terreno verrebbe considerata due volte. Può essere preferibile adottare un modello costituito da piastre (nella zona d'intersezione) e travi di collegamento, entrambe su suolo elastico. Sembra ragionevole considerare le piastre come infinitamente

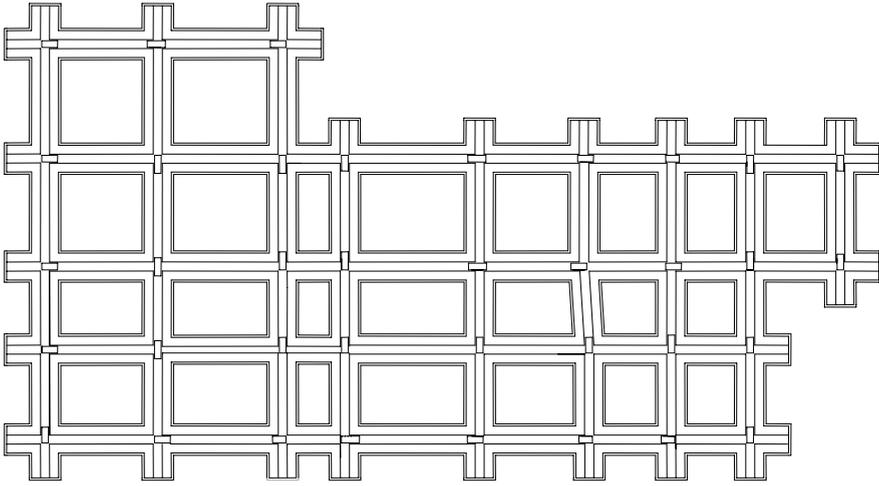


Fig. 1. Reticolo di travi di fondazione

rigide per cui è possibile concentrare la risposta elastica del terreno in un'unica molla concentrata nel centro delle piastre, dotata di rigidezza traslazionale (proporzionale all'area di impronta A) e rotazionale nei due piani (proporzionale ai momenti d'inerzia I_x e I_y della stessa superficie). Il fattore di proporzionalità può essere assunto pari alla costante di sottofondo (ricorrendo ad una modellazione di suolo elastico alla Winkler) o ad un coefficiente elastico, come meglio è precisato nel paragrafo dedicato ai plinti diretti.

4.2. Plinti diretti

In edifici siti in zona sismica l'uso di plinti diretti è meno diffuso e prevede comunque la presenza di travi di collegamento. Un plinto può essere schematizzato come un vincolo elasticamente cedevole, avente un legame lineare tra forza verticale N e abbassamento δ e tra momento flettente M e rotazione φ (nei due piani)

$$N = K_N \delta \qquad M_x = K_{Mx} \varphi_x \qquad M_y = K_{My} \varphi_y$$

Se per il terreno si usa il modello di Winkler, le costanti elastiche sono fornite da

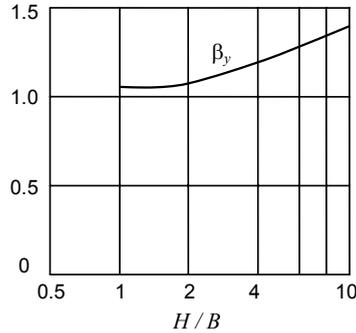
$$K_N = k A \qquad K_{Mx} = k I_x \qquad K_{My} = k I_y$$

Essendo A , I_x ed I_y area e momento d'inerzia della superficie di impronta del plinto sul terreno e k la costante di sottofondo (per la quale valgono le considerazioni già fatte a proposito delle travi rovesce). Se il terreno è schematizzato come un semispazio elastico alla Bousinnesque, le costanti elastiche sono fornite dalle espressioni:

$$K_N = \frac{\beta_y \sqrt{B H E}}{1 - \nu^2} \qquad K_M = \frac{B H^2 E}{I_\theta (1 - \nu^2)}$$

(Lee, 1963; Whitman e Richart, 1967)

H/B	0.1	0.2	0.5	1	1.5	2	∞
I_0	1.59	2.29	3.33	3.70	4.12	4.38	5.10



(Whitman e Richart, 1967)

Fig. 2. I coefficienti elastici per semispazio elastico alla Bousinnesque

nelle quali B ed H sono le dimensioni del plinto, E e ν il modulo elastico ed il coefficiente di Poisson del terreno, β_y e I_0 due coefficienti adimensionali dipendenti dal rapporto B/H , tabellati da Whitman e Richart (Fig. 2).

4.3. Plinti su pali

Per bassi valori del carico applicato al palo la relazione tra carico P ed abbassamento δ può essere assunta lineare

$$P = k_P \delta$$

Successivamente essa assume un andamento non lineare, fino al raggiungimento del valore di collasso P_{lim} , che può essere descritto da un legame iperbolico

$$P = \frac{\delta}{\frac{1}{k_P} + \frac{\delta}{P_{lim}}}$$

I valori della rigidezza iniziale k_P e del carico limite dipendono sia dalle dimensioni del palo che dalle caratteristiche del terreno e possono essere ricavati con modelli teorici oppure mediante una prova di carico dopo la realizzazione della palificata. In generale occorre distinguere il contributo dovuto all'attrito laterale e quello dovuto alla resistenza alla punta. Come caso limite, se il palo fosse immerso in un terreno molto scadente ed attestato su un banco di roccia o di terreno molto compatto, la rigidezza sarebbe pari alla rigidezza estensionale

$$k_P = \frac{EA}{l}$$

Per valori del carico elevati ma assegnati la relazione iperbolica può essere utilizzata per definire una rigidezza secante, $k_{P,sec}$, da utilizzare nella modellazione al posto di quella iniziale k_P .

Anche un plinto su più pali può essere schematizzato come un vincolo elasticamente cedevole, con le stesse relazioni valide per plinti diretti. Considerando l'insieme dei pali come un sistema costituito da masse puntiformi, le costanti elastiche possono essere valutate come

$$K_N = k_P n \qquad K_M = k_P I$$

ove n è il numero dei pali ed I il momento d'inerzia delle masse puntiformi rispetto all'asse baricentrico di flessione.

4.4. Considerazioni sulla modellazione

Pur dando per scontato che gli attuali programmi commerciali sono sempre più orientati all'inclusione dell'insieme terreno-fondazione nel modello strutturale, è utile riflettere su quali differenze ci si può aspettare rispetto al modello di struttura incastrata alla base.

Un primo aspetto che si vuole evidenziare è l'influenza della deformabilità dell'insieme terreno-fondazione sulla risposta dinamica della struttura. Il periodo fondamentale aumenta quando il vincolo al piede si discosta dall'incastro. Ciò avviene anche nel caso di fondazioni costituite da travi molto rigide, essendo il fenomeno dovuto principalmente alla deformabilità del terreno. Per edifici di pochi piani la variazione di periodo ha scarsa rilevanza, perché esso rimane nell'intervallo T_B - T_C in cui l'accelerazione massima è costante. Per edifici più alti (orientativamente, da cinque piani in su) ci si trova invece nel ramo in cui l'accelerazione decresce all'aumentare del periodo. Da questo punto di vista, lo schema di struttura incastrata alla base fornisce azioni maggiori ed è quindi cautelativo.

Un secondo aspetto riguarda l'andamento del momento flettente nei pilastri del primo ordine. Negli edifici con reticolo di travi di fondazione si nota in genere una riduzione del momento al piede ed un corrispondente aumento in testa (ed in misura minore anche nelle travi del primo ordine). L'entità di questo effetto dipende dalla rigidezza della trave più che da quella del terreno. Poiché quasi sempre è il momento al piede ad essere particolarmente gravoso e condizionare la progettazione, lo schema di struttura incastrata alla base è ancora nella maggior parte dei casi cautelativo.

Nel caso di plinti diretti è importante osservare anche la distribuzione del momento tra pilastro e travi di collegamento. Analisi numeriche, effettuate nel campo di variabilità dei parametri meccanici del terreno per fabbricati con travi di collegamento di sezione non molto dissimile da quella delle aste del telaio, hanno evidenziato solo modeste variazioni dello stato tensionale nei ritti e tra-

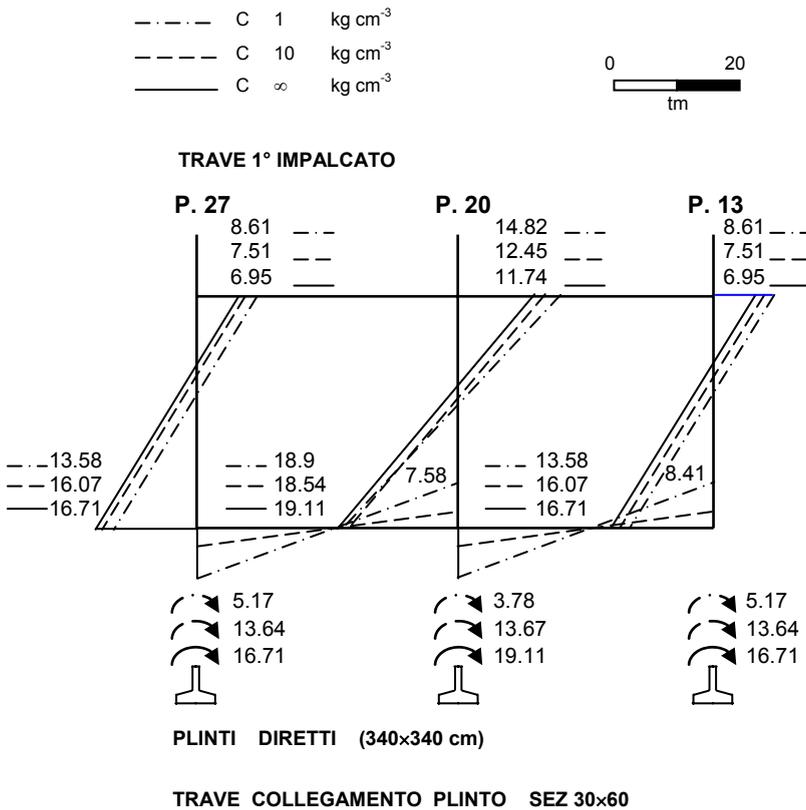


Fig. 3. Interazione tra telaio, plinti e travi di collegamento. Risultati numerici riferiti a tre diverse ipotesi di rigidità del suolo (da A. Ghersi, Edifici antisismici con struttura intelaiata in cemento armato, CUEN, Napoli, 1986)

versi della struttura in elevazione, a fronte di vistose variazioni nella ripartizione tra travi di collegamento e plinti; tali elementi quindi, nel campo delle geometrie usualmente adottate, costituiscono complessivamente un vincolo effettivamente prossimo all'incastro (Fig. 3).

5. Una verifica globale “a vista” della struttura

Si termina questo capitolo con una proposta che, nell'epoca del calcolo automatico, può sembrare addirittura provocatoria. Si suggerisce infatti di completare l'analisi dell'edificio mediante una verifica qualitativa “a vista” della struttura, che nelle analisi teoriche abbiamo generalmente raffigurato con schemi “fili-formi”. Tale esame va fatto disegnando due elaborati grafici fondamentali: la sezione strutturale dell'edificio (Fig. 4) e la pianta delle fondazioni (Fig. 1).

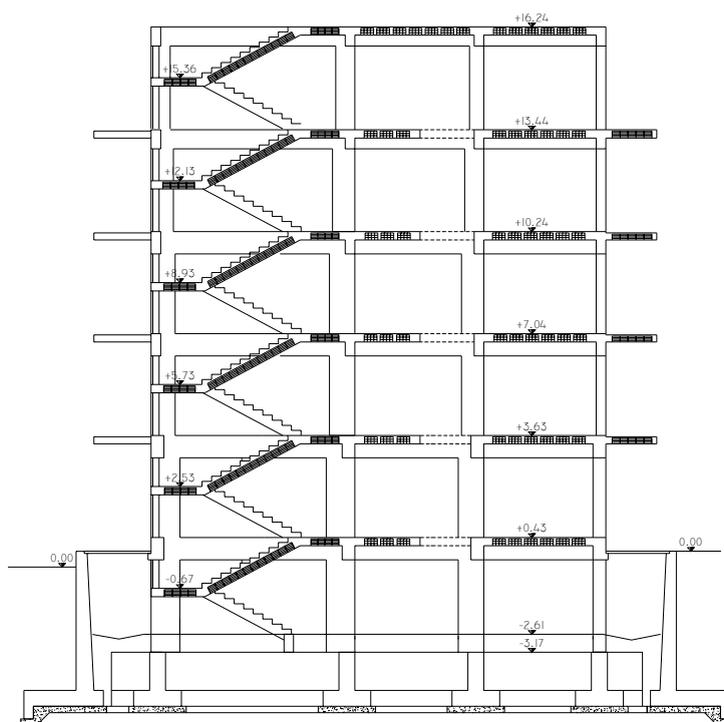


Fig. 4. Sezione strutturale di un edificio

La sezione strutturale ci consente di “apprezzare” qualitativamente alcune delle ipotesi fondamentali assunte. Risulterà infatti abbastanza evidente, dalle effettive dimensioni in scala degli elementi strutturali, se la struttura in fondazione possa credibilmente considerarsi molto più rigida dei telai in elevazione (come assunto nei calcoli); parimenti la visualizzazione della quota d’imposta delle fondazioni (se di tipo diretto), unitamente alle quote di primo calpestio del piano cantinato che determina l’effettivo “terreno di ricoprimento”, ci comunicheranno la sensazione della stabilità geotecnica delle fondazioni; l’indicazione delle quote delle fogne stradali o dei fognoli dell’edificio ci avvertiranno immediatamente della vulnerabilità delle fondazioni nei confronti di cedimenti differenziali inelastici provocati da accidentali rotture dei condotti di scarico.

Passando alla pianta delle fondazioni, in presenza di un reticolo la larghezza delle travi visualizzerà l’effettivo rapporto tra pieni e vuoti del sistema fondale; potrà quindi risultare evidente la necessità o meno di considerare il sistema come costituito da travi, da travi che collegano zone rigide (intersezione degli elementi) ovvero di considerare l’intero reticolo come un’unica sezione pluriconnessa. Questo esame “a vista” confermerà o meno le modellazioni teoriche assunte sia sul piano strutturale che geotecnico. Ad esempio il modello di

sezione globale determinerà una verifica geotecnica più favorevole perché riferita al rettangolo globale piuttosto che alla striscia ma potrà determinare anche sollecitazioni più elevate in alcune sezioni del reticolo.

Nel caso di plinti (diretti o su pali) con travi di collegamento l'esame a vista della struttura potrà confermarci l'efficacia dei collegamenti rispetto agli spostamenti relativi orizzontali e la eventuale necessità di unificare alcuni plinti quando la loro vicinanza possa destare qualche perplessità. Nel caso di pilastri del primo ordine soggetti in condizione sismica a sensibili sforzi di trazione (situazione non infrequente alla luce della nuova normativa) sarà evidente come i collegamenti tra i plinti potranno impedire il "sollevamento" del ritto decompresso. Difficilmente avremo la sensazione che il nostro sistema fondale possa assumere un comportamento globale, perché in tal caso sarebbe stato logico sostituire i plinti isolati con un reticolo di travi.

Cogliamo infine l'occasione dall'esame di queste geometrie strutturali globali per puntualizzare un ultimo aspetto che riguarda ancora le verifiche di tipo geotecnico dei plinti. La determinazione del carico limite del singolo plinto è influenzata non solo dall'eccentricità del carico ma anche dalla sua inclinazione; quando il sistema dei plinti è collegato da un reticolo di travi di collegamento, come auspicato indipendentemente dalle prescrizioni delle normative, possiamo confidare su un comportamento globale rigido in orizzontale che ripartisce il taglio alla base tra i plinti indipendentemente dai tagli trasmessi dai singoli ritte diminuendo di conseguenza il peso dell'inclinazione dello sforzo nella verifica geotecnica dei singoli plinti.

Capitolo 10

ESEMPIO: DIMENSIONAMENTO DELLA STRUTTURA

1. Introduzione

In questo capitolo e nei due capitoli successivi si mostra in maniera dettagliata e completa l'applicazione dei concetti sviluppati nella prima parte del testo¹. Si è preferito far riferimento ad un edificio relativamente semplice, di luci modeste e numero di piani non elevato, per cogliere l'essenza dei problemi senza perdersi in eccessive complessità numeriche. L'edificio scelto contiene però alcune interessanti particolarità. Esso ha infatti una pianta a forma di L, che non rispetta i criteri di regolarità planimetrica indicati dalla normativa. Tale forma, pur non essendo tra le più indicate per un comportamento regolare in caso di sisma, consente di evidenziare alcuni problemi connessi all'assenza di simmetria strutturale e di mostrare come essi possano essere sostanzialmente superati con un corretto dimensionamento della struttura. Inoltre questo stesso edificio è stato già utilizzato in un precedente libro², come esempio per la progettazione con la precedente normativa italiana alle tensioni ammissibili. Riprenderlo in questa sede consente anche il vantaggio di avere un confronto tra i risultati ottenuti con la precedente e con la nuova normativa.

2. Caratteristiche dell'edificio

Il fabbricato che si prende in esame è destinato ad uso abitativo ed è situato in zona sismica di media intensità, sostanzialmente corrispondente alla zona 2 della classificazione sismica fornita dalle normative precedenti. I dati che la ca-

¹ Pur seguendo con dettaglio lo sviluppo del calcolo, nel testo vengono riportati solo i valori più significativi. Gli elaborati numerici e grafici completi sono riportati nel cd allegato al testo.

² A. Ghersi, Edifici antisismici con struttura intelaiata in c.a., CUEN, Napoli, 1986.

Tab. 1. Parametri che individuano la sismicità della zona

T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^*
30	0.061	2.360	0.280
50	0.082	2.316	0.292
475	0.250	2.410	0.360
975	0.339	2.445	0.383

ratterizzano sono riportati in Tab. 1. L'edificio presenta (Fig. 1) un piano cantinato totalmente interrato con calpestio su vespaio, in corrispondenza del quale gli elementi di contenimento del terreno sono realizzati in maniera tale da essere completamente indipendenti dalla struttura del fabbricato, un piano terra (Fig. 2), tre piani in elevazione (Fig. 3) ed una terrazza praticabile (Fig. 4). Esso è quindi strutturalmente costituito da 5 impalcati, oltre ad un sesto, di estensione molto limitata a copertura del torrino scala e ascensore. Il piano terra differisce dal piano tipo solo per l'assenza dei balconi. La pianta ha forma ad L, con ali non molto lunghe e quindi abbastanza compatta.

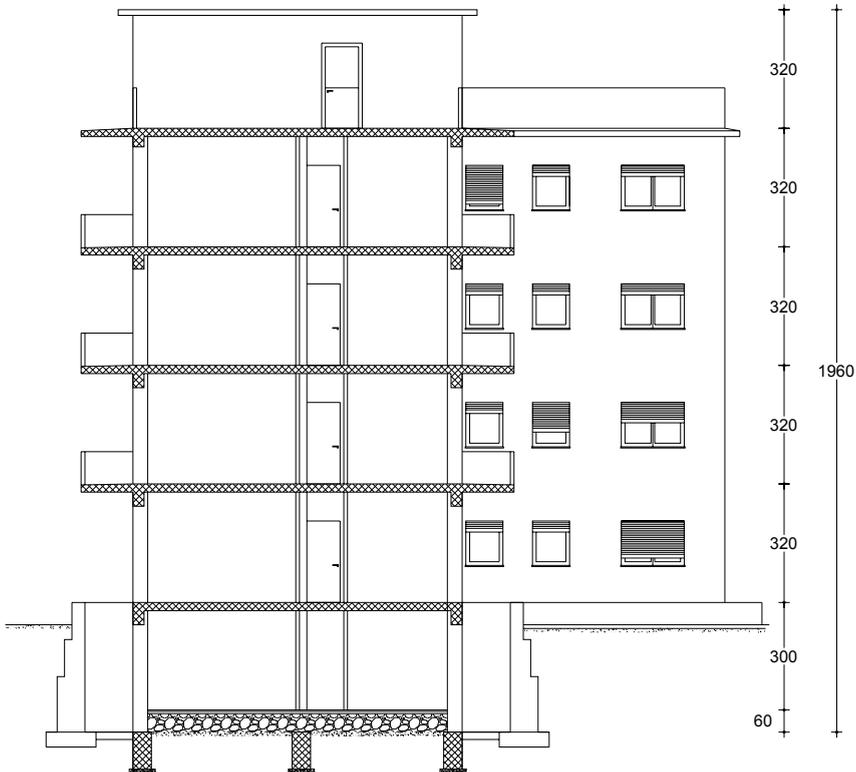


Fig. 1. Sezione del fabbricato (A-A)

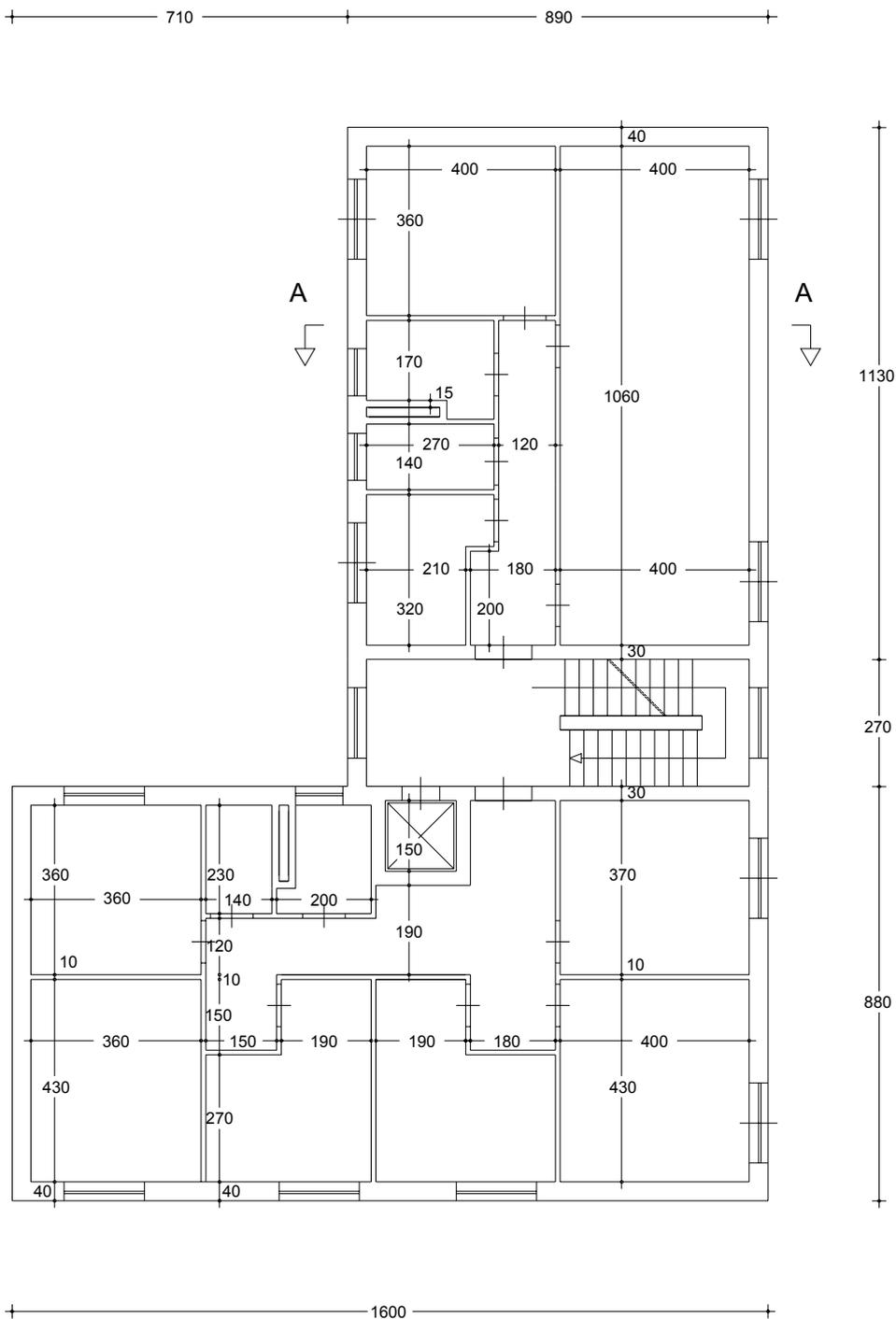


Fig. 2. Pianta del piano terra

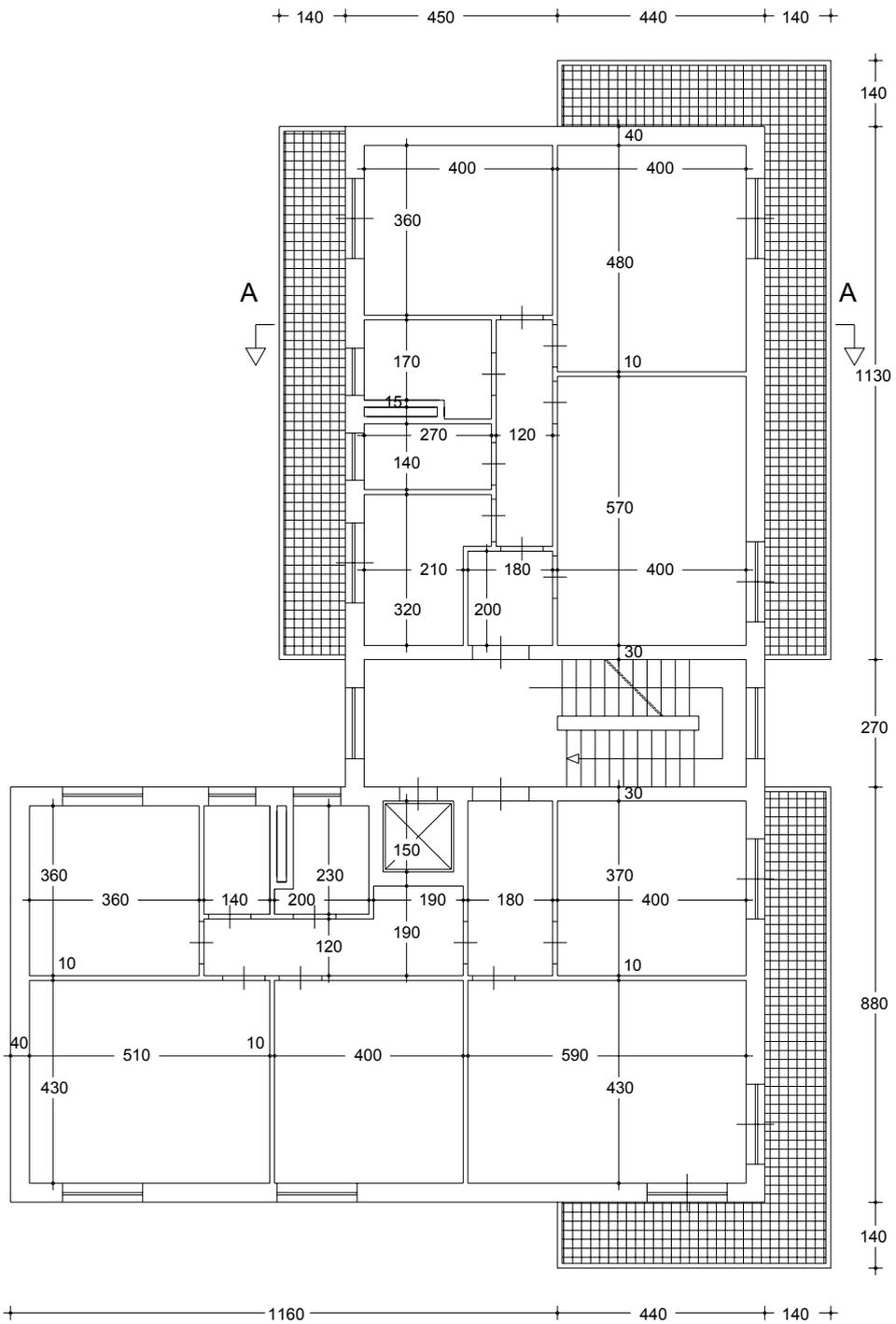


Fig. 3. Pianta del piano tipo

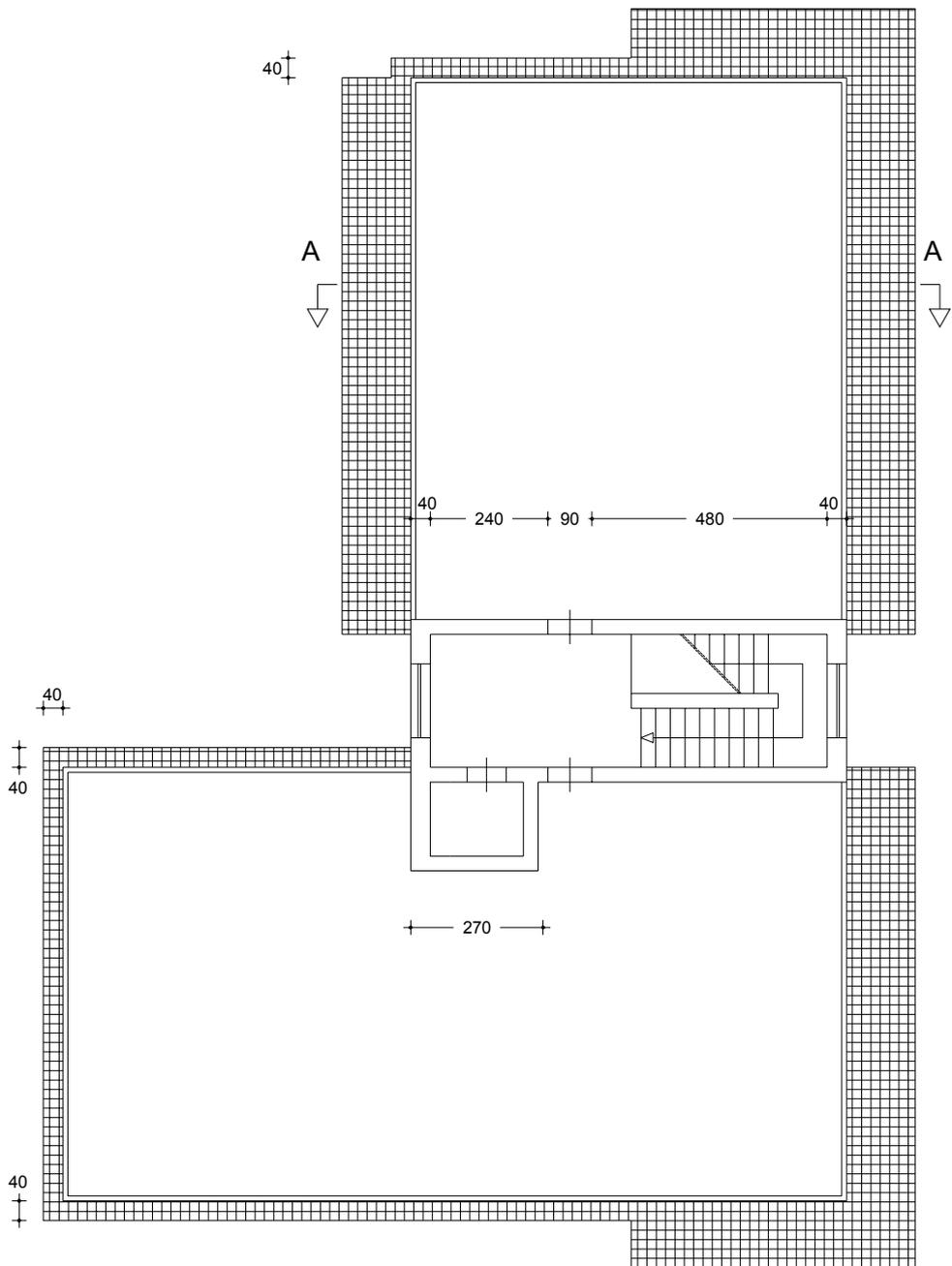


Fig. 4. Pianta della copertura

Tab. 2. Dati forniti da un sondaggio

Strato	Da	A	Spessore	Terreno	N_{SPT}
1	0	-1.20	1.20 m	Materiale di riporto, costituito da piccoli ciottoli in matrice sabbiosa	---
2	-1.20	-12.60	11.40 m	Sabbie marnose grigiastre, a tratti debolmente sabbiose	26
3	-12.60	-18.70	6.10 m	Argille grigio-brune debolmente sabbiose, con elementi lapidei	52
4	-18.70	-20.60	1.90 m	Marne sabbiose e/o sabbie marnose bianco crema	13
5	-20.60	-27.10	6.50 m	Argille marnose bianco giallastre con sporadici elementi lapidei	17
6	-27.10	-30.60	3.50 m	Ciottoli sub-arrotondati in poca matrice sabbiosa-argillosa	40
7	-30.60	-35.00	4.40 m	Argille di color bruno con inclusioni di minuti elementi lapidei	34

Il terreno su cui sorge il fabbricato è costituito da sabbie e argille mediamente addensate, con inclusioni di elementi lapidei. In Tab. 2 sono riportate le caratteristiche del terreno ed i valori ottenuti con la prova penetrometrica, forniti da un sondaggio effettuato per una profondità di 35 m a partire dal piano di campagna. La classificazione del suolo non è immediata, perché i valori di N_{SPT} sono compresi tra 13 e 52 e quindi (anche se di poco) non compresi nell'intervallo relativo al suolo C.

Nel calcolare il valor medio della resistenza penetrometrica occorre tener presente la posizione del piano di posa, che può essere collocato a -4.80 m ipotizzando un'altezza di fondazione e sottofondazione pari a 1.20 m circa. Di conseguenza va escluso lo strato di terreno superficiale e nei 30 m da prendere in considerazione vanno inclusi solo 7.80 m dello strato 2 e 4.20 m dello strato 7.

Il valore medio della resistenza penetrometrica nei 30 m sottostanti il piano di posa viene calcolato seguendo le indicazioni della normativa italiana e vale quindi

$$N_{SPT,30} = \frac{30}{\frac{7.80}{26} + \frac{6.10}{52} + \frac{1.90}{13} + \frac{6.50}{17} + \frac{3.50}{40} + \frac{4.20}{34}} = 25.9$$

Poiché $15 < N_{SPT,30} < 50$, il terreno su cui è ubicato l'edificio può essere classificato come suolo C.

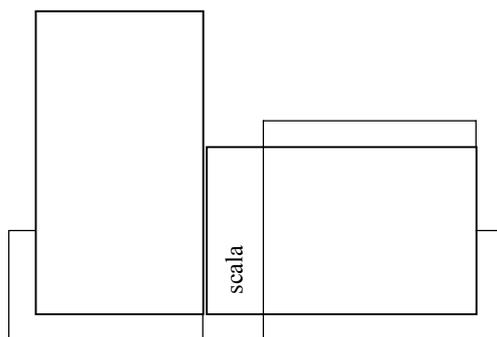


Fig. 5. Possibile divisione strutturale in blocchi rettangolari

Nel progetto si sono utilizzati i seguenti materiali: calcestruzzo di classe C25/30, ovvero con $f_{ck} = 25$ MPa e $R_{ck} = 30$ MPa, acciaio B450C, ovvero con $f_{yk} = 450$ MPa. Le corrispondenti resistenze di calcolo sono: per il calcestruzzo $f_{cd} = 14.17$ MPa (incluso in tale valore un coefficiente $\alpha_{cc} = 0.85$), per l'acciaio $f_{yd} = 391.3$ MPa.

3. Impostazione della carpenteria

Da un primo esame della pianta architettonica si può notare che essa è sostanzialmente costituita da due blocchi, ciascuno corrispondente a un appartamento e ad un braccio della L, uniti in corrispondenza del vano scala. Dividere la struttura in due corpi di forma rettangolare (Fig. 5) è possibile, ma in questo caso non appare conveniente, sia per le modeste dimensioni dell'edificio che per il fatto che una tale divisione lascerebbe la scala ad una estremità di un corpo e ciò potrebbe essere comunque un elemento di irregolarità.

Le prime considerazioni sull'impostazione della carpenteria nascono dalla necessità di portare i carichi verticali. La forma rettangolare allungata e la di-

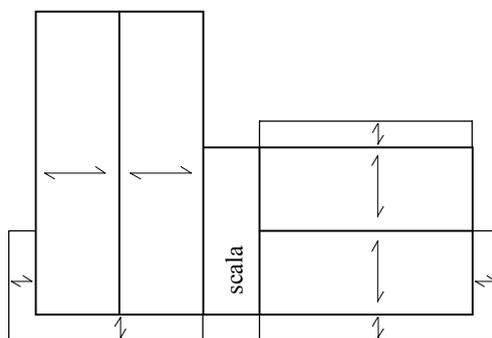


Fig. 6. Impostazione preliminare della carpenteria, per soli carichi verticali

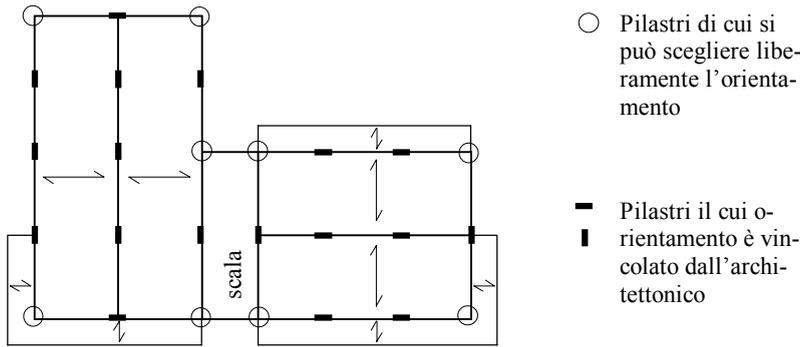


Fig. 7. Possibile orientamento dei pilastri

sposizione della tramezzatura in ciascuno degli appartamenti suggeriscono, per entrambi i blocchi, la realizzazione di tre travi longitudinali emergenti (una di spina e due perimetrali) sulle quali scaricare il solaio, nonché la disposizione di ulteriori travi trasversali portanti le tamponature perimetrali e gli sbalzi laterali (Fig. 6).

A sostegno delle travi portanti possono essere disposti pilastri con un interasse di circa 4 metri. Volendo rispettare il più possibile la pianta architettonica la posizione di alcuni di essi è condizionata dalla presenza di aperture o di incroci di tramezzi. Si preferisce inoltre far sporgere i pilastri centrali nel corridoio per consentire maggior libertà di arredamento nelle stanze. L'esigenza di limitare comunque la loro sporgenza, nonché di mantenere i pilastri perimetrali all'interno della tamponatura, consiglia (finché possibile) l'adozione di sezioni rettangolari di larghezza 30 cm.

Nello schema così ottenuto sono previsti 27 pilastri. La necessità di congruenza con tramezzi e tamponature vincola l'orientamento di ben 18 di essi. È possibile scegliere liberamente l'orientamento solo per i 9 pilastri situati all'incrocio di due pareti di tamponamento (Fig. 7).

Un primo esame del comportamento dello schema finora definito nei confronti di azioni orizzontali non mostra globalmente sensibili squilibri tra le due direzioni ma solo una leggera prevalenza di pilastri allungati nella direzione verticale in pianta (10 contro 8, tra quelli il cui orientamento è già definito). Risulta invece evidente un forte squilibrio tra le due parti innanzi individuate. A destra si ha una netta prevalenza di travi emergenti e pilastri allungati in modo da irrigidire la direzione orizzontale in pianta, mentre a sinistra è ancora più nettamente maggiore la rigidità nella direzione verticale.

Occorre quindi definire l'orientamento dei pilastri ancora in sospeso in maniera tale da bilanciare tale squilibrio. Se necessario si potranno poi aggiungere ulteriori travi emergenti o, eventualmente, girare alcuni pilastri anche se a scapito dell'architettoneco. In situazioni meno regolari di quella in esame può

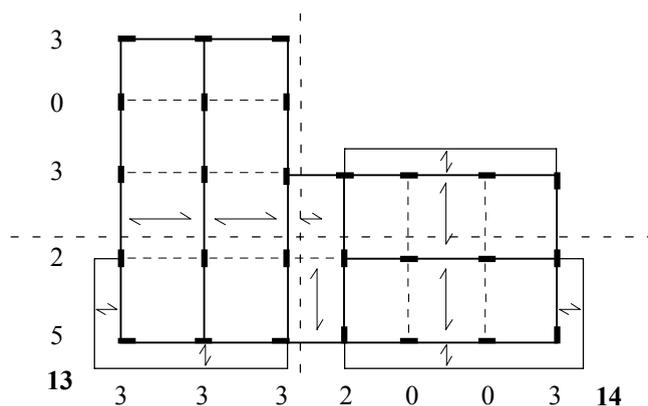


Fig. 8. Schema finale della carpenteria

essere addirittura opportuno richiedere limitate modifiche dell'architettonico, alla luce delle carenze evidenziate dal primo esame sommario o da un calcolo più approfondito.

I restanti pilastri sono stati orientati in base al criterio innanzi esposto; si è inoltre mantenuta una simmetria nei sei pilastri che sostengono la copertura del torrino scale. Per esprimere un giudizio complessivo sulla distribuzione delle rigidzze si sono sovrapposti, sul disegno che rappresenta lo schema così ottenuto (Fig. 8), due assi passanti per il baricentro geometrico dell'impalcato (valutato solo approssimativamente) e si sono indicati, telaio per telaio, quanti pilastri si ritengono efficaci per il sisma. In questa fase si è indicato solo il numero di pilastri, come se fossero tutti della stessa sezione; più avanti si può sostituire a questa indicazione una valutazione "pesata" che includa la differenza tra i momenti d'inerzia delle sezioni adottate.

Si nota che i pilastri che principalmente resistono ad azioni sismiche nella direzione orizzontale in pianta sono disposti in maniera sufficientemente equilibrata rispetto all'asse baricentrico (6 da un lato – tre dei quali più eccentrici – e 7 dall'altro). Nei confronti di azioni sismiche nella direzione verticale in pianta, invece, permane ancora, pur se attenuata, la debolezza della parte destra (che presenta 5 pilastri, dei quali 3 più eccentrici, che non bastano a compensare i 9 pilastri situati a sinistra dell'asse). Queste considerazioni, puramente qualitative, potrebbero essere confermate quantitativamente calcolando, e confrontando tra loro, la posizione del baricentro geometrico dell'impalcato e quello delle inerzie dei pilastri (prendendo in considerazione, come già detto, per ciascuna direzione solo i pilastri allungati in essa e collegati con travi emergenti). Data la regolarità della pianta in esame, si ritiene al momento inutile un tale calcolo, comunque approssimato. Si accetta quindi la disposizione schematica mostrata, rinviando una valutazione critica delle eccentricità alla fase immediatamente successiva alla risoluzione dello schema intelaiato.

È importante definire già in questa fase anche la tipologia della scala. Si è preferito evitare la presenza di travi a ginocchio e scalini a sbalzo, a causa delle notevoli sollecitazioni che possono essere indotte nei pilastri su cui si innestano tali travi. Si è invece adottata la soluzione proposta dal prof. Giliberti, cioè una soletta rampante che poggia tramite pilastrini su una trave posta a livello dell'impalcato. Si ottiene in tal modo la massima regolarità strutturale, non avendo alcuna trave fuori piano, e si conferisce maggior resistenza all'impalcato nella zona in cui esso è più debole.

Nello schema di carpenteria si aggiungono infine travi a spessore di collegamento tra i pilastri, sulla base delle motivazioni teoriche già esposte.

4. Dimensionamento delle sezioni

Il dimensionamento viene effettuato sulla base di considerazioni generali e di calcoli molto semplici, che non richiedono una particolare precisione. Nel valutare i carichi permanenti agenti sulla struttura si è quindi fatto riferimento a valori di larga massima, indicati in Tab. 3.

È fondamentale definire, già in questa fase, la classe di duttilità della struttura. Pur essendo presenti numerose travi a spessore, esse sono irrilevanti ai fini della resistenza all'azione sismica e possono essere considerate "elementi secondari" (NTC08, punto 7.2.6). Si è quindi ritenuto possibile progettare la struttura assegnando ad essa una classe di duttilità alta (A) e controllando alla fine la compatibilità delle sezioni a spessore con tale scelta. Nel seguito si riportano comunque anche considerazioni relative al dimensionamento per classe di duttilità bassa (B).

Solaio

Le campate di solaio non hanno luce elevata. Le travi a spessore sono poche e soggette a carichi verticali modesti. La luce massima è inferiore a 5 m e quindi, assumendo come limite 1/25 della luce massima, sarebbe sufficiente uno spessore di 20 cm. Si è però preferito utilizzare un solaio di spessore 22 cm, sia per il piano tipo che per la copertura. Solo per la copertura del torrino scale, per il quale le luci sono ancora minori, si è adottato un solaio di spessore 18 cm.

Tab. 3. Valori di massima dei carichi unitari

	g_k	q_k	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
Solaio	5.0	2.0	9.7 kN/m ²	5.6 kN/m ²
Sbalzo	4.0	4.0	11.2 kN/m ²	6.4 kN/m ²
Scala	5.0	4.0	12.5 kN/m ²	7.4 kN/m ²
Tamponatura	7.0	–	9.1 kN/m	7.0 kN/m
Peso proprio trave	4.0	–	5.2 kN/m	4.0 kN/m

Travi a spessore

Lo schema di carpenteria prevede travi a spessore solo come elementi di collegamento tra i pilastri. Si è scelto di realizzarle eliminando dal solaio una fila di laterizi, e quindi con sezione larga 60 cm. Poiché l'interasse dei pilastri non è multiplo della scansione dei laterizi, la fascia di calcestruzzo così ottenuta non può sempre essere simmetrica rispetto alla congiungente l'asse dei pilastri. Le armature, raccolte in una staffa larga 30 cm, possono comunque essere disposte in modo da collegare direttamente i pilastri, anche se non centrate rispetto alla sezione di calcestruzzo. Si è preferita questa soluzione, anziché una disposizione rispettosa della simmetria, per evitare una maggiore larghezza delle travi a spessore e quindi un appesantimento dell'impalcato.

L'unica trave a spessore che porta una discreta aliquota di carichi verticali è quella che sostiene la soletta rampante. La sua luce è però di soli 3 metri ed è quindi sufficiente assegnare anche ad essa una larghezza di 60 cm.

Travi emergenti

Le campate emergenti presentano valori della luce non particolarmente elevati (circa 4 metri quelle portanti il solaio, 5 metri le altre). Le travi di spina portano due campate di solaio, con luce media di circa 4.20 m, ma tenendo conto della continuità del solaio si può ritenere che il carico che grava su esse corrisponda a circa 5 m. Includendo il peso proprio, si può stimare pari a 55 kN/m il carico su esse agente, valutato allo SLU in assenza di sisma. Le travi perimetrali portano una campata di solaio e lo sbalzo, nonché la tamponatura, ed il carico su esse agenti non differirà sostanzialmente da quello delle travi di spina. Il momento può essere stimato come $q l^2 / 10$, che con riferimento alla luce massima (4.30 m) porta ad un valore massimo del momento flettente di circa 100 kNm, per il quale sarebbe più che sufficiente una sezione 30×50.

Stimare il momento prodotto dal sisma richiede calcoli un po' più complessi della semplice formula usata per carichi verticali, come mostrato nel paragrafo successivo. In prima approssimazione si può ipotizzare che in condizioni sismiche, per un edificio a cinque piani ad alta duttilità, il momento massimo diventi almeno il doppio di quello in condizioni non sismiche. Ciò rende necessario adottare a tutti i piani la sezione 30×60. Solo per le travi dell'impalcato di copertura e del torrino scale si può ritenere ancora sufficiente la sezione 30×50. Se l'edificio fosse progettato a bassa duttilità l'effetto del sisma dovrebbe essere ulteriormente incrementato di un 50% e ciò richiederebbe di passare a sezioni 30×70 o 40×60.

Pilastri

La via più seguita per il dimensionamento dei pilastri consiste nel ricavare dallo sforzo normale cui essi sono soggetti un valore orientativo, di minima, dell'area necessaria per la sezione. È in genere sufficiente far riferimento di-

rettamente alle condizioni sismiche, considerando una tensione media nel calcestruzzo adeguatamente ridotta rispetto al valore di calcolo. Effettuare fin d'ora una accurata analisi dei carichi sui pilastri, come mostrato più avanti nel testo, è certamente utile, ma la precisione può essere inficiata dalle incertezze ancora presenti sul peso proprio degli elementi strutturali principali. In questa fase si è quindi ritenuto sufficiente limitarsi a stimarne l'ordine di grandezza.

I pilastri sono disposti in pianta con notevole regolarità. In una valutazione di massima del carico verticale su essi agente possono individuarsi sostanzialmente quattro categorie.

I pilastri di spina e quelli perimetrali in corrispondenza di sbalzi portano il massimo carico. Sul generico pilastro centrale gravano approssimativamente 8 m di trave e 21 m² di solaio (tenendo conto della continuità). Considerando i carichi unitari relativi alla condizione sismica, il carico complessivo sarà pari a circa 150 kN per impalcato. Incrementando tale valore di un 10% circa, per tener conto del peso proprio del pilastro, lo sforzo normale alla base sarà quindi per essi pari a circa 830 kN.

Un po' maggiore può essere il valore per i pilastri interni adiacenti alla scala, non tanto per il maggior peso unitario di questa (compensato dal fatto che la luce è minore), quanto per la presenza di tamponature, che porta a circa 180 kN il carico al piano tipo. Bisogna inoltre tener conto della presenza di un sesto impalcato (benché di estensione ridotta) a copertura del torrino. Si stima quindi che lo sforzo normale alla base possa raggiungere i 1050 kN.

I pilastri perimetrali in zone prive di sbalzo, nonché quelli d'angolo adiacenti ad uno sbalzo, portano mediamente 6 m di trave, 4 m di tamponature e 10 m² di solaio, con un carico complessivo di circa 110 kN per piano ed uno sforzo normale alla base pari a circa 600 kN.

I due pilastri d'angolo lontani dagli sbalzi, infine, portano 4 m di trave e di tamponature e 4.5 m² di solaio, con un carico al piano di circa 70 kN ed uno sforzo normale alla base pari a circa 380 kN.

Tutti i valori innanzi calcolati potrebbero essere incrementati per tener conto della variazione di sforzo normale indotta dal sisma. Nei pilastri centrali tale effetto è di solito modesto, mentre può essere abbastanza rilevante nei pilastri laterali e d'angolo.

Noti gli sforzi normali, occorre definire una tensione media in base alla quale calcolare l'area minima dei pilastri. La carpenteria presenta numerose travi emergenti. Inoltre l'interpiano mantiene anche al primo ordine un valore (3.60 m) non al di fuori della norma (in altri edifici spesso assume invece alla base valori più elevati, sia per esigenze architettoniche che per la necessità di raggiungere un più profondo piano di posa per le fondazioni). Si utilizza quindi per definire la minima area della sezione dei pilastri una tensione media pros-

sima a $0.35 f_{cd}$, ovvero di 5.0 MPa. I pilastri centrali richiedono di conseguenza un'area di 1650 cm², valore che sale a 2090 cm² per quelli adiacenti alla scala; i pilastri laterali richiedono 1210 cm² e quelli d'angolo 770 cm². Si potrebbe pertanto utilizzare per i pilastri di spina e per quelli perimetrali in corrispondenza di sbalzi una sezione 30×70. Per i due pilastri centrali maggiormente caricati, cioè quelli adiacenti alla scala, si potrebbe pensare ad una sezione leggermente maggiore, ad esempio 40×60 (in modo da avere area maggiore ma momento d'inerzia comparabile); tuttavia, essendo questi pilastri poco soggetti all'effetto di rotazioni dell'impalcato (perché posti in posizione centrale) o a variazioni di sforzo normale da sisma (perché non di estremità) si può mantenere anche per essi la sezione 30×70. Per i pilastri perimetrali in zone prive di sbalzo basterebbe una sezione 30×50 e per quelli d'angolo addirittura una 30×30; poiché i pilastri meno caricati sono in numero molto limitato, si preferisce però adottare per tutti la sezione 30×70.

La sezione prescelta non crea in alcun punto problemi architettonici. Si preferisce quindi mantenerla inalterata a tutti gli ordini. Solo per i 6 pilastri del torrino scale si adotta al sesto ordine la sezione 30×50.

5. Verifica di massima delle scelte progettuali

Seguendo le indicazioni del capitolo 5, si è proceduto ad una verifica di massima per controllare se il dimensionamento è accettabile.

5.1. Valutazione dell'azione sismica

Il fabbricato è situato in zona sismica di media intensità, caratterizzata dai parametri riportati in Tab. 1. Si tratta di una costruzione ordinaria, con vita nominale $V_N=50$ anni, ed appartiene alla classe II (normale affollamento, assenza di contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali). Il periodo di riferimento per l'azione sismica è quindi $V_R=50$ anni. Per il progetto e le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita SLV si deve quindi far riferimento ad una probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R . Utilizzando la relazione (5) del capitolo 2, si trova in corrispondenza a questo un periodo di ritorno

$$T_r = -\frac{50}{\ln(1-0.10)} = 475 \text{ anni}$$

Il terreno su cui deve sorgere l'edificio è costituito da sabbie e argille mediamente addensate, con inclusioni di elementi lapidei, che è stato classificato come suolo di categoria C. Di conseguenza lo spettro di risposta elastico, per smorzamento pari al 5%, è quello riportato in Fig. 9.

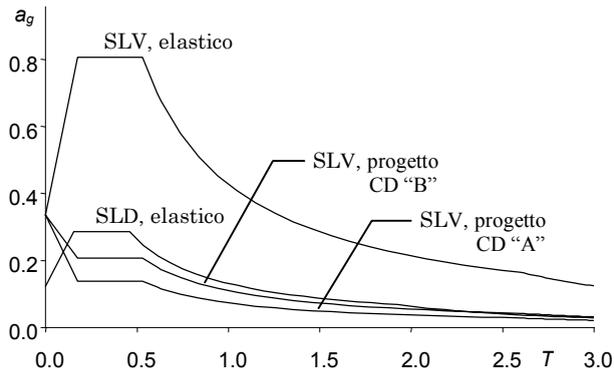


Fig. 9. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

Il periodo può essere determinato utilizzando l'espressione (1) del capitolo 5. L'altezza dell'edificio viene misurata dallo spiccatto di fondazione alla terrazza di copertura, non prendendo in considerazione il torrino scala, che ha una rilevanza minima. Si ha così

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 16.40^{3/4} = 0.611 \text{ s}$$

Tenendo conto del fatto che il periodo T_1 è maggiore di T_C (che vale 0.53 s) ed essendo $a_g = 0.250 \text{ g}$, $S = 1.339$, $F_o = 2.410$, $\eta = 1$, lo spettro di risposta elastica fornisce il valore

$$S_e(T_1) = a_g S \eta F_o \frac{T_C}{T_1} = 0.25 \text{ g} \times 1.339 \times 2.410 \times \frac{0.53}{0.611} = 0.699 \text{ g}$$

Lo spettro di progetto è ottenuto da quello elastico, dividendo per il fattore di struttura q che è fornito dall'espressione

$$q = q_0 K_R$$

Poiché la struttura è a telaio e si è scelto di progettare ad alta duttilità (CD "A"), si ha

$$q_0 = 4.5 \alpha_u / \alpha_1$$

Per quanto riguarda il rapporto α_u / α_1 , poiché la struttura ha più piani e più campate si può assumere, se si ritiene la struttura regolare in pianta

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$$

Se invece la si ritenesse non regolare occorrerebbe utilizzare il valore 1.15. La scelta dipende sostanzialmente dal comportamento dell'edificio, che in fase progettuale si è cercato di rendere il più traslazionale possibile. Il parametro K_R assume valore unitario perché l'edificio è regolare in altezza. Ciò può essere asserito senza calcoli, perché non si hanno brusche variazioni di massa o di rigidità (il torrino scala non viene considerato in questa valutazione). Si ha così

$$q = 4.5 \times 1.3 \times 1 = 5.85$$

$$S_d(T_1) = \frac{0.699 \text{ g}}{5.85} = 0.119 \text{ g}$$

Il peso delle masse ad ogni piano può essere valutato in funzione della superficie degli impalcati. Come è mostrato più in dettaglio nel capitolo successivo, la superficie del torrino scala è 48.0 m², quella del quinto impalcato è 331.9 m², quella del piano tipo 323.5 m², quella del piano terra 263.2 m². Considerando un valore medio di 10 kN/m² a tutti i piani, escluso la copertura (quinto impalcato e torrino) per la quale è più verosimile un valore di 9 kN/m², e accorpando il torrino scala al quinto impalcato si ottengono i valori dei pesi di piano riportati in Tab. 4. Utilizzando l'espressione (2) del capitolo 5 si ottiene il tagliante complessivo alla base dell'edificio

$$F_h = \lambda \frac{S_d(T_1)}{\text{g}} \sum_{i=1}^n W_i = 0.85 \times 0.119 \times 15756 = 1593.7 \text{ kN}$$

e quindi, mediante l'espressione (3), le forze di piano ed il conseguente taglio di piano (somma delle forze sovrastanti), anche questi riportati in Tab. 4.

5.2. Caratteristiche della sollecitazione e verifica

Il taglio massimo in ciascun pilastro è stato stimato dividendo il taglio di piano per 13, poiché tanti – e tutti uguali tra loro – sono i pilastri allungati in direzione orizzontale in pianta (mentre sono di più, 14, nell'altra direzione). Il risultato ottenuto per ciascun piano è riportato nella seconda colonna della Tab. 5. Questo valore deve essere incrementato, con riferimento ai pilastri di estremità, per tener conto dell'eccentricità accidentale, usando l'espressione (4) del capitolo 5; ritenendo non particolarmente rilevante l'asimmetria planimetrica, si è utilizzato un fattore amplificativo massimo pari ad 1.20, ottenendo i valori del taglio riportati nella terza colonna della stessa tabella. Da tali valori del taglio si sono calcolati i momenti flettenti, usando le espressioni (6), (7) e (8), ottenendo i valori riportati nella quarta colonna della Tab. 5. Per garantire la

Tab. 4. Pesi degli impalcati e forze orizzontali

Piano	Superficie m ²	Peso W kN	Quota z m	Wz kNm	Forza F kN	Taglio V kN
5 + torrino	379.9	3419	16.40	56072	549.6	549.6
4	323.5	3235	13.20	42702	418.6	968.2
3	323.5	3235	10.00	32350	317.1	1285.3
2	323.5	3235	6.80	21998	215.6	1500.9
1	263.2	2632	3.60	9475	92.9	1593.8
somma		15756		162597		

Tab. 5. Caratteristiche di sollecitazione previste in pilastri e travi

Piano	Pilastri					Travi
	V kN	V con incr. eccentricità kN	M kNm	Multiplic. ger. resist.	M con incr. ger. resist. kNm	M kNm
5	42.3	50.7	81.1	1.5	121.7	40.6
4	74.5	89.4	143.0	1.5	214.6	112.1
3	98.9	118.6	189.8	1.5	284.6	166.4
2	115.5	138.5	221.6	1.5	332.4	205.7
1	122.6	147.1	211.8	1.5	317.7	216.7
1, piede			370.7	1	370.7	

gerarchia delle resistenze occorre incrementare ulteriormente il momento flettente in tutte le sezioni di pilastri escluse quelle alla base, in misura molto rilevante perché la struttura deve avere alta duttilità; si è adottato un moltiplicatore pari a 1.5 a tutti i piani tranne che al piede del primo ordine (quinta colonna della tabella), ottenendo i valori del momento flettente della sesta colonna.

Il momento flettente nelle travi è stato ricavato a partire da quello dei pilastri (senza incremento per la gerarchia delle resistenze, quindi dai valori della quarta colonna), ripartendo a ciascun piano la somma dei momenti flettenti dei pilastri che convergono in un nodo (pilastro superiore ed inferiore); i valori ottenuti sono riportati nell'ultima colonna della Tab. 5.

La variazione di sforzo normale nei pilastri, provocata dal sisma, può essere stimata con un *modello locale*, a partire dai momenti flettenti calcolati per le travi. Valutando il taglio come $V = 2M/l$ e considerando una luce $l = 4.10$ m (ad esempio per la campata 27-20) si ottiene alla base uno sforzo normale pari a circa 360 kN, che dovrà essere sommato o sottratto al valore previsto per carichi verticali. In alternativa si può usare un *modello globale*, che valuta il momento ribaltante totale con $F_h 0.66 h = 17425$ kNm, sottrae ad esso il contributo dei pilastri $nM = 4017$ kNm (valutato senza l'incremento dovuto all'eccentricità accidentale) e divide il risultato per la dimensione media dell'edificio (che si può assumere $B = 12$ m per la direzione trasversale) e per il numero di pilastri di estremità collegati a travi emergenti (5 in ciascun estremo); si otterrebbe così alla base uno sforzo normale pari a circa 225 kN. Si noti che nel caso in esame i valori così stimati non sono trascurabili; si avrà in ogni caso una forte decompressione dei pilastri di estremità, che potrà portare in particolare i pilastri d'angolo ad uno sforzo normale prossimo a zero (o a un raddoppio dello sforzo normale da carichi verticali).

I pilastri possono essere verificati rapidamente utilizzando il dominio limite $M-N$ (Fig. 10). Il massimo momento flettente previsto, pari a circa 370 kNm, accoppiato a sforzi normali che possono andare dai 380 ai 1050 kN (vedi para-

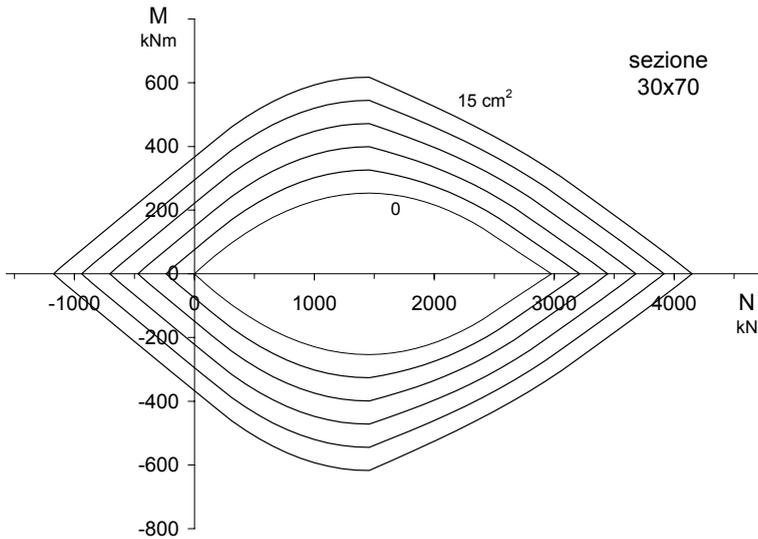


Fig. 10. Dominio di resistenza di una sezione 30×70 (calcestruzzo C25/30, acciaio B450C)

grafo 4) richiede un'armatura non superiore a $4\varnothing 20$ per lato, più che accettabile. L'annullarsi dello sforzo normale, per il ΔN da sisma, potrebbe portare ad un ulteriore incremento dell'armatura necessaria, che potrebbe passare a $5\varnothing 20$ per lato, valore un po' alto ma comunque accettabile. Per quanto riguarda le travi, al momento flettente da sisma (circa 220 kNm) va aggiunto quello da carichi verticali, valutato però con i carichi quasi permanenti (quindi circa il 60% di quanto previsto in assenza di sisma, ovvero 60 kNm). Il momento massimo potrà quindi essere all'incirca 280 kNm. Tale valore può essere tranquillamente portato dalla sezione 30×60 con una armatura compressa inferiore al 25% e con armature tese pari a $5\varnothing 20$, che possono essere disposte nella sezione.

Si può quindi concludere che, per quanto riguarda la resistenza, le sezioni previste sono pienamente accettabili e non particolarmente esuberanti.

5.3. Spostamenti per stato limite di danno

Un controllo degli spostamenti per lo stato limite di danno può essere effettuato seguendo la procedura semplificata illustrata nel capitolo 5.

Lo spettro di risposta elastico per lo stato limite di danno, corrispondente ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, è mostrato in Fig. 9. Tenendo conto del fatto che il periodo T_1 è maggiore di T_C (che in questo caso vale 0.46 s) ed essendo $a_g = 0.082$ g, $S = 1.500$, $F_o = 2.316$, $\eta = 1$, lo spettro di risposta elastica fornisce il valore

$$S_e(T_1) = a_g S \eta F_o \frac{T_C}{T_1} = 0.082 \text{ g} \times 1.500 \times 2.316 \times \frac{0.46}{0.611} = 0.215 \text{ g}$$

Tab. 6. Spostamenti di interpiano

Piano	V kN	h_r m	d_r mm	limite d_r mm
5	987.1	3.20	2.57	16
4	1738.9	3.20	3.68	16
3	2308.4	3.20	4.88	16
2	2695.6	3.20	5.70	16
1	2862.5	3.60	5.59	18

Il taglio a ciascun interpiano è quindi ottenuto moltiplicando i valori riportati nell'ultima colonna di Tab. 4 per il rapporto $0.215/0.119$. I valori ottenuti sono mostrati nella seconda colonna della Tab. 6. Considerando presenti nella direzione più debole 13 pilastri 30×70 e 15 travi di lunghezza media 4.00 m e sezione 30×60 (30×50 al 5° impalcato), ed utilizzando un modulo elastico $E_c = 31500$ MPa, le espressioni (14) e (15) del capitolo 5 forniscono gli spostamenti riportati nella quarta colonna della Tab. 6.

È opportuno precisare che occorrerebbe tener conto della maggiore deformabilità dovuta alla parzializzazione delle sezioni. Se, come caso limite, si dimezzassero le rigidità si avrebbe un contemporaneo aumento del periodo (e riduzione dell'azione sismica) e l'incremento di spostamenti sarebbe quantizzabile in un 40% circa. Viceversa, se nel modello fossero inseriti tratti rigidi all'estremità delle aste, in corrispondenza ai nodi, si avrebbe una riduzione di spostamenti. I due effetti in parte si bilanciano, ma in ogni caso il confronto con i valori ammessi dalla normativa (quinta colonna) mostra che le deformazioni sono perfettamente compatibili con quanto richiesto dalla verifica allo stato limite di danno. È importante sottolineare che l'esito favorevole della verifica dipende anche, in misura rilevante, dalla decisione di mantenere costante la sezione dei pilastri ai vari piani.

5.4. Sollecitazioni e dimensioni per bassa duttilità

Sin da questa fase è possibile fare un riscontro della validità e convenienza della scelta di base effettuata, cioè di progettare la struttura ad alta duttilità. La procedura seguita nei paragrafi 5.1 e 5.2 può essere ripetuta ipotizzando una struttura a bassa duttilità (CD "B"). Cambia il coefficiente q_0 , che vale

$$q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_1$$

e quindi il fattore di struttura e l'accelerazione di progetto valgono rispettivamente

$$q = 3 \times 1.3 \times 1 = 3.90$$

$$S_d(T_1) = \frac{0.699 \text{ g}}{3.90} = 0.179 \text{ g}$$

Tab. 7. Caratteristiche di sollecitazione previste in pilastri e travi, per bassa duttilità

Piano	Pilastri				Travi
	V kN	V con incr. eccentricità kN	M kNm	M con incr. ger. resist. kNm	M kNm
5	63.6	76.3	122.1	158.7	61.0
4	112.0	134.4	215.0	279.6	168.6
3	148.7	178.5	285.6	371.3	250.3
2	173.7	208.4	333.4	433.5	309.5
1	184.4	221.3	318.7	414.3	326.1
1, piede			557.7	557.6	

Varia quindi il tagliante complessivo alla base dell'edificio, che diventa

$$F_h = \lambda \frac{S_d(T_1)}{g} \sum_{i=1}^n W_i = 0.85 \times 0.179 \times 15756 = 2397.3 \text{ kN}$$

Crescono corrispondentemente anche i valori del taglio e del momento flettente negli elementi strutturali (Tab. 7). In pratica, si ha un incremento del 50% per tutte le travi e per la sezione di base dei pilastri. Un analogo incremento si ha per lo sforzo normale indotto dal sisma. Per le altre sezioni dei pilastri gli incrementi del momento flettente sono minori, perché il criterio di gerarchia delle resistenze è applicato con coefficienti più piccoli.

Il massimo momento flettente previsto per la sezione di base dei pilastri, pari a circa 560 kNm, accoppiato a sforzi normali che possono andare dai 380 ai 1050 kN (vedi paragrafo 4) richiede un'armatura di circa 6Ø20 per lato, abbastanza forte. La riduzione di sforzo normale dovuta al sisma richiederebbe un ulteriore incremento di armatura. Appare quindi opportuno aumentare la sezione, portandola a 40×70 oppure 30×80. Ai piani superiori, invece, la sezione 30×70 è più che adeguata.

Per le travi il massimo momento flettente da sisma, aggiunto a quello da carichi verticali, arriva quasi a 390 kNm. Tale valore potrebbe essere sopportato da una sezione 30×60, ma l'armatura richiesta è probabilmente inaccettabile (anche qui 6Ø20 come armatura tesa e circa il 50% come armatura compressa). Sarebbe quindi consigliabile aumentare la sezione almeno per i primi due impalcati.

6. Considerazioni finali sul dimensionamento della struttura

Il dimensionamento della struttura è ovviamente correlato alle caratteristiche geometriche e meccaniche dell'edificio considerato; le sezioni determinate non

possono quindi essere, per così dire, esportate in altre situazioni solo apparentemente simili.

I fattori che pesano maggiormente sull'esito del dimensionamento possono così riassumersi:

- a) sismicità del sito;
- b) il numero ridotto dei piani, pari a 5;
- c) la modesta luce delle travi e dei solai, pari a circa 4 m
- d) la forma non snella della pianta che riduce la decompressione nei pilastri.

L'esempio illustrato può orientare quindi le scelte delle sezioni in altri edifici solo attraverso la valutazione comparativa di tali elementi principali.

7. Disegno esecutivo della carpenteria

Una volta definite le sezioni è possibile disegnare la carpenteria esecutiva. È importante completare questa fase grafica prima di iniziare il calcolo definitivo della struttura, perché essa consente di definire tutti i dettagli e quindi di assegnare correttamente la posizione dei pilastri e la luce delle campate.

La carpenteria si disegna sezionando i pilastri e mostrando quello che si vedrebbe guardando il solaio da sotto (o guardandolo da sopra prima del getto del calcestruzzo); appaiono quindi in sezione i pilastri ed in vista le travi e i solai. Tutti gli elementi strutturali vanno numerati, per creare un riferimento con le tavole che ne rappresentano i dettagli e con la relazione di calcolo. Non esiste una regola assoluta per tale numerazione. Ogni progettista nel tempo si crea sue regole relative alla rappresentazione della carpenteria ed ai criteri di numerazione degli elementi strutturali. Le indicazioni che seguono rappresentano la prassi adottata dagli autori e diffusa presso molti progettisti.

La scala di rappresentazione consigliata è 1:50. Occorrerebbe disegnare una tavola di carpenteria per ciascun impalcato. Per edifici dotati di piano tipo può però essere sufficiente un'unica tavola. Gli elementi da indicare nella carpenteria sono:

a) *Pilastri*

I pilastri vanno numerati con numeri da 1 a 100, seguendo un criterio che possa essere facilmente individuato da chiunque esamini la carpenteria. Un criterio frequentemente utilizzato è quello di partire da un vertice della pianta, seguire in verso orario tutto il perimetro e proseguire poi all'interno con lo stesso verso, secondo una spirale. Quando i pilastri sono disposti in pianta secondo un reticolo regolare, è però più conveniente numerarli per file, per esempio da sinistra verso destra e dall'alto verso il basso (o dal basso verso l'alto). È importante che la stessa numerazione sia adottata anche nella relazione di calcolo e ne-

gli elaborati prodotti dal programma di calcolo. I criteri di numerazione automatica adottati dal programma che si utilizza possono quindi a volte condizionare la scelta del criterio di numerazione; ad esempio, il programma SAP consente di numerare automaticamente i nodi per file, seguendo il verso degli assi di riferimento.

Per rendere la carpenteria valida a tutti i piani occorre riportare per ciascun pilastro almeno un punto fisso, cioè un punto che individui la generatrice obbligata a mantenersi nella stessa posizione ai diversi piani. Esso è anche un punto di riferimento nel disporre le quote. Deve quindi essere indicato anche se la sezione del pilastro rimane costante per tutti gli ordini.

È opportuno riportare anche nella pianta architettonica le dimensioni massime dei pilastri per consentire un rapido controllo della loro congruenza con tramezzi, tamponature e aperture.

b) Travi

Le travi emergenti vanno rappresentate con due linee continue. Le travi a spessore sono individuate dall'assenza di laterizi dal solaio; solo nella fase iniziale di impostazione, non essendo disegnati i laterizi, se ne indicherà l'asse con una linea tratteggiata.

Le travi vanno individuate con i numeri da 101 a 150 per il primo impalcato, da 201 a 250 per il secondo, ecc. Si indicano con uno stesso numero tutte le campate che nel calcolo fanno parte di un unico schema di telaio.

c) Solai

Nella fase iniziale di impostazione della carpenteria ci si limita ad indicare con una freccia la direzione di orditura del solaio. In un disegno esecutivo è invece opportuno riportare in pianta i travetti ed i laterizi, facendo così vedere le fasce piene e semipiene, i travetti di ripartizione, ecc. I vari solai, differenti per schema statico o carico, vanno individuati con i numeri da 151 a 199 nel primo impalcato, da 251 a 299 nel secondo, ecc.

d) Fori e ribassamenti

È importante riportare in pianta non solo i fori di grande dimensione, come quello dell'ascensore, ma anche i fori più piccoli, necessari per gli altri impianti a servizio dell'edificio. Ciò consente di evitare lungaggini in fase esecutiva, come la necessità di forare il solaio dopo averlo realizzato, e soprattutto di evitare interventi che possano portare pregiudizio alla resistenza dell'impalcato o degli elementi strutturali principali.

Occorre inoltre indicare le zone in cui il solaio viene ribassato (di solito di 4 cm) in corrispondenza di cucine e bagni per consentire il passaggio in orizzontale delle tubazioni. Tali zone ribassate vanno individuate nella carpenteria con un tratteggio o mediante un retino.

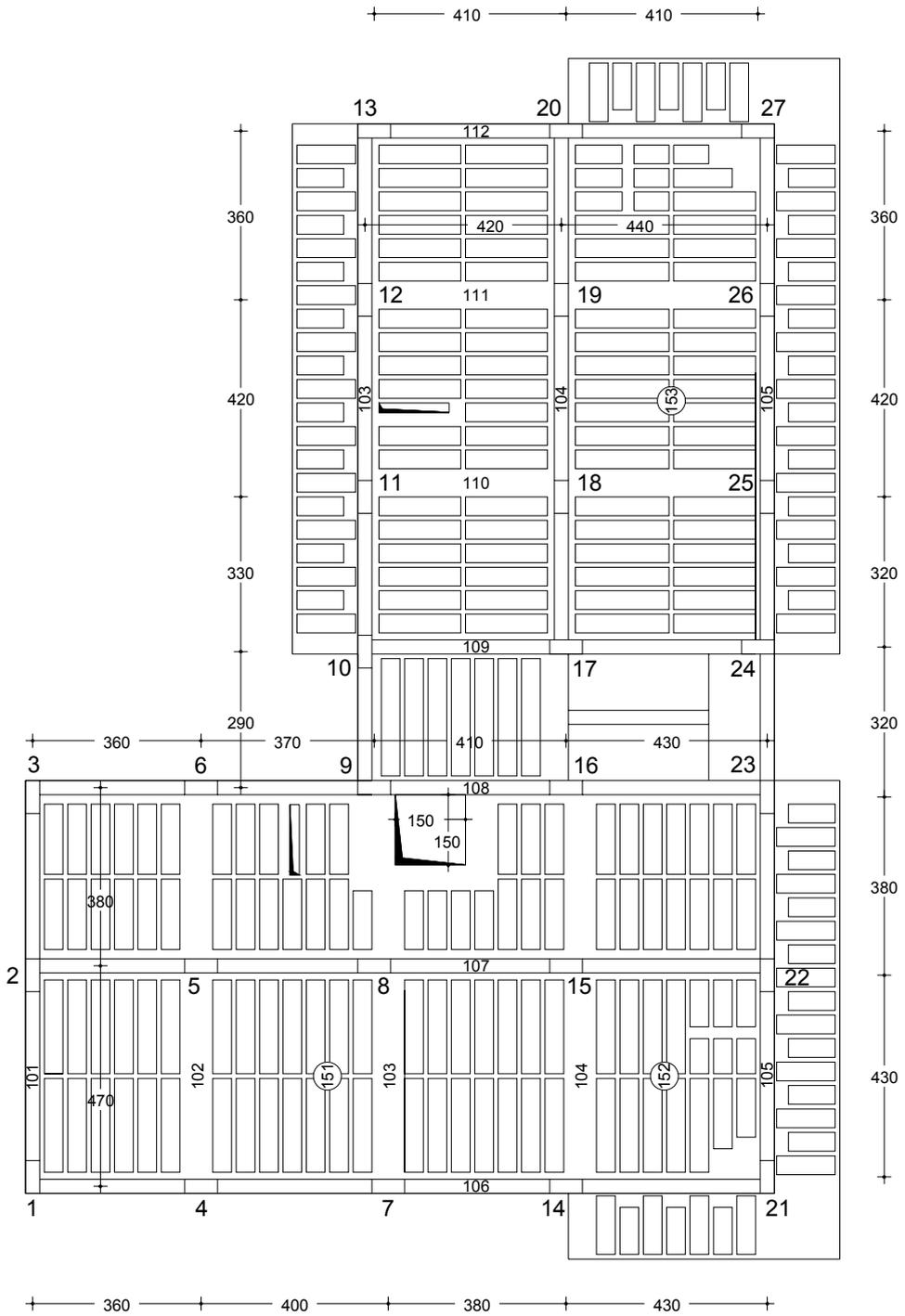


Fig. 11. Carpenteria del piano tipo

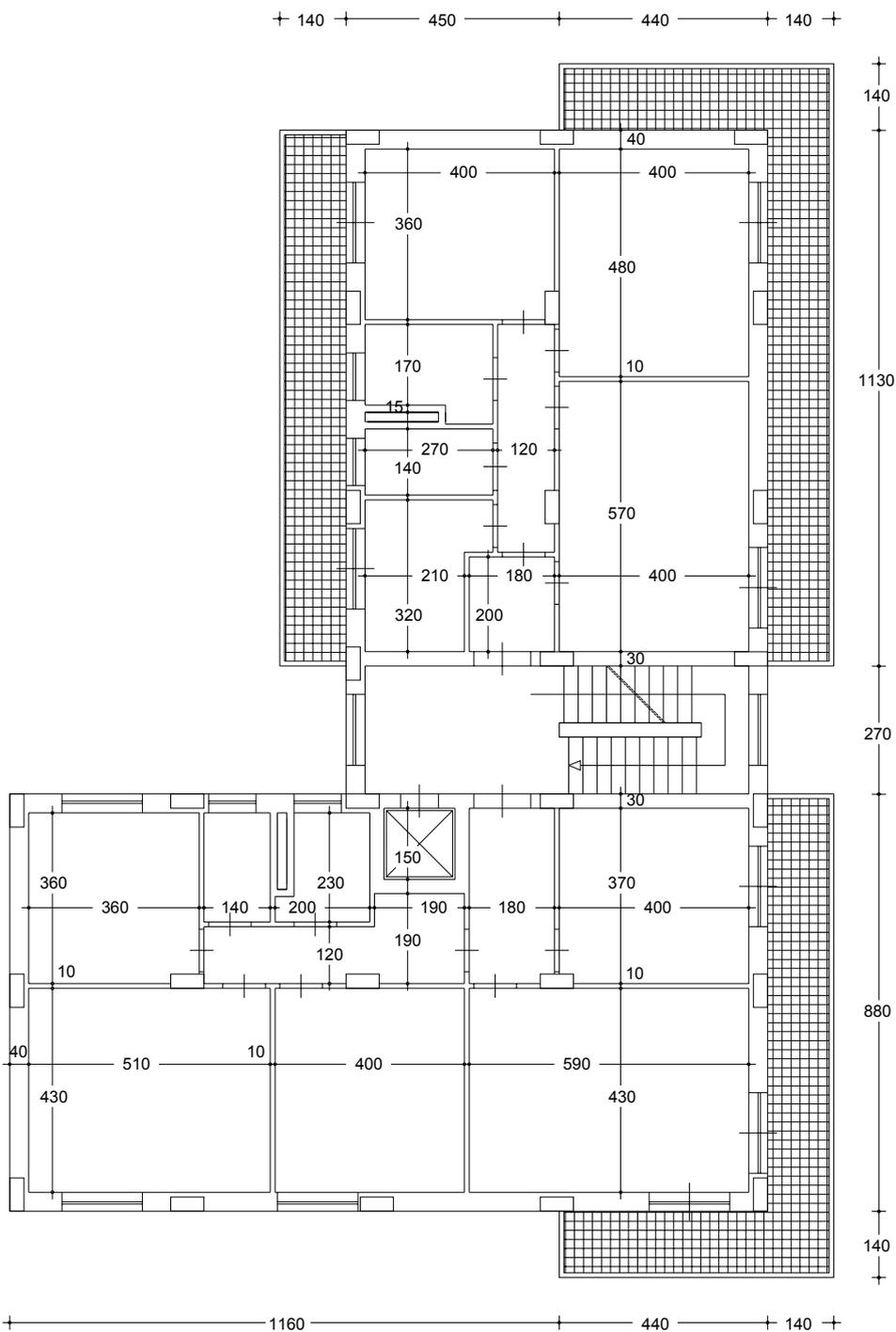


Fig. 12. Pianta del piano tipo con indicazione dei pilastri

e) *Armatura dell'impalcato.*

Nella stessa tavola della carpenteria (o, se si preferisce, in una tavola apposita) devono essere riportate tutte le indicazioni sull'armatura da disporre nella soletta per garantire il suo funzionamento a lastra nel riportare le azioni sismiche ai singoli telai.

Nelle pagine precedenti è riportata, innanzitutto, la carpenteria esecutiva del piano tipo dell'edificio in esame (Fig. 11). In essa sono individuati in maniera dettagliata i travetti e le file di laterizi del solaio, e conseguentemente anche le fasce di calcestruzzo delle travi a spessore. Nel disporre i laterizi si è tenuto conto della presenza di fori nell'impalcato. Si è fatto in modo di non interrompere alcun travetto con i fori per le tubazioni dei bagni, che sono stretti e lunghi (15×150 cm). Intorno al foro dell'ascensore (150×150 cm) si è lasciata una adeguata fascia di calcestruzzo per ripristinare la continuità interrotta.

I pilastri sono sostanzialmente allineati secondo due direzioni. Solo il pilastro 7 si trova leggermente spostato verso il 14 per lasciare spazio alla finestra della stanza. Il fascio di armature della trave a spessore 7-9 è quindi traslato rispetto a quello della trave 9-13; si è perciò prevista una più ampia zona di calcestruzzo per la disposizione di armature di raccordo.

Nella figura successiva è riportata nuovamente la pianta architettonica del piano tipo (Fig. 12). In essa sono stati inseriti i pilastri, per evidenziarne la compatibilità con tramezzi e tamponature.

Capitolo 11

ESEMPIO: RISOLUZIONE DELLO SCHEMA

1. Carichi

La fase iniziale, preliminare alla risoluzione dello schema, consiste nella definizione dei carichi verticali e delle masse presenti nella struttura. Quando si utilizza un programma commerciale l'utente ha in genere la possibilità di definire autonomamente i carichi unitari, o almeno di intervenire modificando i valori di default proposti dal programma. Le fasi successive, valutazione del carico sulle travi e delle masse presenti a ciascun livello, sono invece quasi sempre totalmente automatizzate. È però importante che l'utente conosca bene i criteri seguiti dal programma in queste operazioni e che controlli, anche sommariamente e a campione, i valori ottenuti. Eventuali forti discordanze, anche quando non modificabili con un intervento diretto, possono infatti essere prese in considerazione nell'esprimere un giudizio finale sui risultati forniti dal programma. In casi estremi, resterà all'utente la possibilità di modificare in maniera opportuna le armature fornite in automatico dal programma.

Nei paragrafi che seguono sono riportati i valori dei carichi e delle masse, relativi all'esempio che si sta considerando, determinati in maniera manuale, con il solo ausilio di fogli di calcolo per Excel.¹

1.1. Carichi unitari

I carichi unitari sono stati valutati seguendo i criteri generali illustrati nel paragrafo 2.1 del capitolo 6. Nel definire i valori relativi al solaio si è ritenuto che massetto, pavimento e intonaco fossero compiutamente definiti e li si è inglobati nel termine g_{1k} ; si è quindi considerato come carico permanente non compiutamente definito, g_{2k} , solo l'incidenza tramezzi. Inoltre, poiché nella valutazione

¹ Tutto il materiale utilizzato per i calcoli è messo a disposizione nel cd allegato al testo.

Tab. 1. Carichi unitari utilizzati nel progetto

		g_{1k}	$g_{2k} + q_k$	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
Solaio del piano tipo	kN m ⁻²	4.00	3.20	10.00	5.80
Solaio del piano tipo, escluso incidenza tramezzi	kN m ⁻²	4.00	2.00	8.20	4.60
Solaio di copertura	kN m ⁻²	4.20	2.00	8.46	4.80
Solaio del torrino scale	kN m ⁻²	3.40	0.50	5.17	3.40
Sbalzo piano tipo	kN m ⁻²	4.20	4.00	11.46	6.60
Sbalzo di copertura, cornicioni	kN m ⁻²	3.90	0.50	5.82	3.90
Scala	kN m ⁻²	5.00	4.00	12.50	7.40
Travi emergenti 30×60	kN m ⁻¹	4.20	–	5.46	4.20
Travi emergenti 30×50	kN m ⁻¹	3.45	–	4.49	3.45
Travi a spessore 60×22	kN m ⁻¹	1.62	–	2.11	1.62
Tamponature	kN m ⁻¹	6.00	–	7.80	6.00
Tramezzi	kN m ⁻¹	3.00	–	3.90	3.00
Pilastrini 30×70 1° ordine	kN	15.75	–	20.48	15.75
Pilastrini 30×70 2°-4° ordine	kN	13.65	–	17.75	13.65
Pilastrini 30×70 5° ordine	kN	14.18	–	18.43	14.18
Pilastrini 30×50 torrino	kN	10.13	–	13.17	10.13

delle masse si preferisce conteggiare a parte il peso dei tramezzi, i carichi unitari relativi al solaio del piano tipo sono stati sdoppiati in due voci distinte, che rispettivamente includono ed escludono il valore forfaitario dei tramezzi. Il coefficiente ψ_2 per la copertura praticabile è stato prudenzialmente assunto pari a 0.3 (come per i solai del piano tipo) anziché 0; un valore nullo è stato invece adottato per gli sbalzi di copertura, non praticabili. I valori ottenuti sono riepilogati in Tab. 1.

1.2. Carichi sulle travi

I valori dei carichi sulle travi, riepilogati in Tab. 2, Tab. 3 e Tab. 4, sono stati determinati secondo i criteri discussi nel paragrafo 2.2. del capitolo 6. Si è operato in maniera da massimizzarne il valore. Così, ad esempio, per le travi che non portano il solaio, perché parallele alla sua orditura, si è ipotizzato un carico pari a 0.50 m oppure 1.00 m di solaio, a seconda che questo è presente solo da un lato o da entrambi i lati della trave. Si è inoltre assunto che le armature degli sbalzi laterali, cioè non in prosecuzione di solaio, siano ancorate nel solaio retrostante; ciò consente di evitare torsione nella trave, ma comporta il raddoppio del carico verticale sulla trave stessa.

Tab. 2. Riepilogo dei carichi sulle travi [kN m⁻¹] – V impalcato

Campata	g_{1k}	$g_{2k} + q_k$	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
21-22, 22-23	15.54	1.55	22.53	15.54
23-24	13.75	4.40	24.48	16.39
24-25, 25-26, 26-27	18.74	5.18	32.12	20.06
14-15, 15-16	5.82	2.00	10.57	6.42
16-17	9.62	6.40	22.11	13.46
17-18, 18-19, 19-20	23.32	9.46	44.50	26.15
7-8, 8-9	5.82	2.00	10.57	6.42
9-10	10.75	2.00	16.98	11.95
10-11, 11-12, 12-13	18.32	4.98	31.27	19.58
4-5, 5-6	5.82	2.00	10.57	6.42
1-2, 2-3	7.74	0.55	10.89	7.74
21-14	19.37	5.48	33.39	20.78
14-7, 7-4, 4-1	15.47	4.98	27.57	16.88
22-15, 15-8	23.98	9.78	45.83	26.91
8-5, 5-2	24.87	10.20	47.63	27.93
23-16	17.43	3.80	28.36	18.57
16-9	25.28	10.78	49.03	30.49
9-6, 6-3	13.58	4.08	23.76	14.72
24-17	11.55	1.00	16.52	11.85
17-10	17.85	7.00	33.71	21.75
25-18, 18-11	5.82	2.00	10.57	6.42
26-19, 19-12	5.82	2.00	10.57	6.42
27-20	15.54	1.55	22.53	15.54
20-13	7.74	0.55	10.89	7.74

Tab. 3. Riepilogo dei carichi sulle travi [kN m⁻¹] – II, III, IV impalcato

Campata	g_{1k}	$g_{2k} + q_k$	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
21-22, 22-23	22.02	12.40	47.23	29.46
23-24	20.00	8.80	39.20	25.28
24-25, 25-26, 26-27	24.31	13.24	51.46	31.99
14-15, 15-16	5.62	3.20	12.11	7.42
16-17	15.12	10.80	35.86	21.60
17-18, 18-19, 19-20	23.12	15.14	52.76	31.63
7-8, 8-9	5.62	3.20	12.11	7.42
9-10	11.50	2.00	17.95	12.70
10-11, 11-12, 12-13	23.91	12.92	50.46	31.41
4-5, 5-6	5.62	3.20	12.11	7.42

Segue Tab. 3

1-2, 2-3	12.20	1.60	18.26	13.10
21-14	24.91	13.72	52.96	32.86
14-7, 7-4, 4-1	19.00	7.52	35.98	23.23
22-15, 15-8	23.75	15.64	54.34	32.55
8-5, 5-2	24.60	16.32	56.46	33.78
23-16	17.80	6.08	32.26	21.22
16-9	25.61	13.29	53.23	33.33
9-6, 6-3	17.20	6.08	31.48	20.62
24-17	12.20	1.60	18.26	13.10
17-10	18.50	7.60	35.45	23.00
25-18, 18-11	5.62	3.20	12.11	7.42
26-19, 19-12	5.62	3.20	12.11	7.42
27-20	23.22	12.40	48.79	30.66
20-13	12.20	1.60	18.26	13.10

Tab. 4. Riepilogo dei carichi sulle travi [kN m⁻¹] – I impalcato

Campata	g_{1k}	$g_{2k} + q_k$	Totale in assenza di sisma	Totale in presenza di sisma
21-22, 22-23	11.60	1.60	17.48	12.50
23-24	20.00	8.80	39.20	25.28
24-25, 25-26, 26-27	18.40	7.04	34.48	22.36
14-15, 15-16	5.62	3.20	12.11	7.42
16-17	15.12	10.80	35.86	21.60
17-18, 18-19, 19-20	24.84	16.51	57.06	34.13
7-8, 8-9	5.62	3.20	12.11	7.42
9-10	11.50	2.00	17.95	12.70
10-11, 11-12, 12-13	18.00	6.72	33.48	21.78
4-5, 5-6	5.62	3.20	12.11	7.42
1-2, 2-3	12.20	1.60	18.26	13.10
21-14	19.00	7.52	35.98	23.23
14-7, 7-4, 4-1	19.00	7.52	35.98	23.23
22-15, 15-8	24.60	16.32	56.46	33.78
8-5, 5-2	24.60	16.32	56.46	33.78
23-16	17.80	6.08	32.26	21.22
16-9	25.61	13.29	53.23	33.33
9-6, 6-3	17.20	6.08	31.48	20.62
24-17	12.20	1.60	18.26	13.10
17-10	18.50	7.60	35.45	23.00
25-18, 18-11	5.62	3.20	12.11	7.42
26-19, 19-12	5.62	3.20	12.11	7.42
27-20, 20-13	12.20	1.60	18.26	13.10

L'uso dei valori così calcolati è sicuramente cautelativo per le travi, perché ne massimizzano le sollecitazioni. Si ha però contemporaneamente una sovrastima dello sforzo normale nei pilastri. Ciò è a vantaggio di sicurezza in condizioni non sismiche, ma non lo è in presenza di sisma perché la compressione aiuta a portare momento flettente; questo è vero, in particolare, per i criteri seguiti nel dimensionamento dei pilastri.

Per essere più precisi nella determinazione dello sforzo normale nei pilastri si potrebbe ripetere una seconda volta l'analisi dei carichi sulle travi, senza abbondare. Anche se un procedimento del genere è facilmente automatizzabile in un programma di calcolo, si ritiene che l'onere computazionale conseguente sia sproporzionato all'entità del problema. Nell'esempio in esame si è, con tanta pazienza, ripetuta l'analisi dei carichi sulle travi per valutare in maniera più realistica lo sforzo normale. Si è constatata una riduzione media del 15%, con punte massime del 20% in alcuni pilastri. Ovviamente ciascuno potrà, con riferimento ad un caso specifico, effettuare le proprie valutazioni; ma in mancanza di altri dati si ritiene accettabile, in generale, assumere ove necessario che il reale sforzo normale nei pilastri sia l'85% del valore fornito dalla risoluzione del telaio spaziale soggetto a soli carichi verticali.

Occorre infine aggiungere che nelle analisi di seguito svolte si è utilizzato un programma che non include automaticamente il peso proprio del pilastro. Questa fatto comporta una riduzione dello sforzo normale nei pilastri che compensa in buona parte l'eccesso dovuto alla valutazione "prudente" dei carichi sulle travi. Nelle verifiche effettuate si sono utilizzati pertanto i risultati forniti dal programma, senza alcuna riduzione dello sforzo normale.

1.3. Massa dell'impalcato

Le masse, o meglio i pesi totali, in corrispondenza di ciascun impalcato sono state valutate, come suggerito nel paragrafo 2.3 del capitolo 6, determinando le quantità globali dei singoli elementi e moltiplicandole per il relativo carico unitario (corrispondente al valore quasi permanente). I carichi distribuiti lungo l'altezza (pilastri, scale, tamponature, tramezzi) sono stati ripartiti tra gli impalcati adiacenti. Si riporta di seguito l'analisi svolta.

VI impalcato – torino scale

solaio	36.0 m ²	122.4 kN
cornicione	12.0 m ²	46.8 kN
travi 30×50	24 m	82.8 kN
travi a spessore	3 m	4.9 kN
tamponature inf.	27 m × 0.5	81.0 kN
pilastri inf. 30×50	6 × 0.5	<u>30.4 kN</u>
TOTALE		368.3 kN

V impalcato – copertura

solaio	239.2 m ²	1148.2 kN
sbalzi	60.3 m ²	235.1 kN
cornicione	13.3 m ²	51.9 kN
scala	19.1 m ²	141.3 kN
travi 30×50	121 m	417.5 kN
travi 60×22	50 m	81.0 kN
tamponature sup.	27 m × 0.5	81.0 kN
tamponature inf.	0.9×86 m × 0.5	232.2 kN
tramezzi inf.	0.8×78 m × 0.5	93.6 kN
pilastrini sup. 30×50	6 × 0.5	30.4 kN
pilastrini inf. 30×70	27 × 0.5	<u>191.4 kN</u>
TOTALE		2703.6 kN

IV, III, II impalcato – piano tipo

solaio	239.2 m ²	1100.3 kN
sbalzi	60.3 m ²	398.0 kN
scala	24.0 m ²	177.6 kN
travi 30×60	121 m	508.2 kN
travi 60×22	50 m	81.0 kN
tamponature sup.	0.9×86 m × 0.5	232.2 kN
tamponature inf.	0.9×86 m × 0.5	232.2 kN
tramezzi sup.	0.8×78 m × 0.5	93.6 kN
tramezzi inf.	0.8×78 m × 0.5	93.6 kN
pilastrini sup. 30×70	27 × 0.5	184.3 kN
pilastrini inf. 30×70	27 × 0.5	<u>184.3 kN</u>
TOTALE		3285.3 kN

I impalcato – piano terra

solaio	239.2 m ²	1100.3 kN
scala	24.0 m ²	177.6 kN
travi 30×60	121 m	508.2 kN
travi 60×22	50 m	81.0 kN
tamponature sup.	0.9×86 m × 0.5	232.2 kN
tamponature inf.	0.9×86 m × 0.5	232.2 kN
tramezzi sup.	0.8×78 m × 0.5	93.6 kN
tramezzi inf.	0.8×78 m × 0.5	93.6 kN
pilastrini sup. 30×70	27 × 0.5	184.3 kN
pilastrini inf. 30×70	27 × 0.5	<u>212.6 kN</u>
TOTALE		2915.6 kN

Tab. 5. Riepilogo dei dati relativi alle masse di piano

piano	massa m t	peso W kN	superficie m^2	peso a m^2 kN m^{-2}	centro di massa		ρ m
					x_{CM} m	y_{CM} m	
V + torrino	313.14	3071.9	379.9	8.09	10.14	5.76	8.05
IV	334.89	3285.3	323.5	10.16	10.35	5.64	8.38
III	334.89	3285.3	323.5	10.16	10.35	5.64	8.38
II	334.89	3285.3	323.5	10.16	10.35	5.64	8.38
I	297.21	2915.6	263.2	11.08	9.75	6.33	7.81

I valori ottenuti sono riepilogati in Tab. 5. Nella stessa tabella è anche riportata la superficie degli impalcati e l'incidenza del peso a metro quadro, che mostra una buona concordanza con le indicazioni generali fornite nel testo. Anche i valori complessivi del peso degli impalcati sono abbastanza vicini ai valori di massima stimati nel capitolo precedente.

Nella stessa tabella sono anche riportate le coordinate del baricentro delle masse C_M ed il raggio d'inerzia delle masse ρ a ciascun livello, valutati con riferimento alla superficie geometrica dell'impalcato. L'origine del sistema di riferimento x - y usato per definire le coordinate coincide con lo spigolo inferiore sinistro dell'edificio (sbalzi esclusi) – ovvero lo spigolo del pilastro 21.

1.4. Eccentricità accidentali

Le NTC 08 impongono di utilizzare un valore dell'eccentricità accidentale unico a tutti i piani, commisurato alle dimensioni planimetriche massime dell'edificio. Nel caso in esame queste dimensioni massime sono $L_x = 25.60$ m in direzione x e $L_y = 17.40$ m in direzione y . Le corrispondenti eccentricità accidentali valgono quindi $e_x = 0.05 \times 25.60 = 1.28$ m e $e_y = 0.05 \times 17.40 = 0.87$ m.

2. Condizioni di carico

Secondo quanto già discusso nel paragrafo 3 del capitolo 6, si sono considerate sei condizioni di carico base, i cui risultati andranno poi combinati tra loro. Sinteticamente, queste condizioni possono essere indicate con:

1. Carichi verticali massimi, in assenza di sisma ($g_d + q_d$);
2. Carichi verticali ridotti, in presenza di sisma ($g_k + \psi_2 q_k$);
3. Forze orizzontali in direzione x , col baricentro delle masse nella sua posizione nominale (F_x);

4. Forze orizzontali in direzione y , col baricentro delle masse nella sua posizione nominale (F_y);
5. Effetto dell'eccentricità accidentale per sisma in direzione x ($F_x e_y$);
6. Effetto dell'eccentricità accidentale per sisma in direzione y ($F_y e_x$).

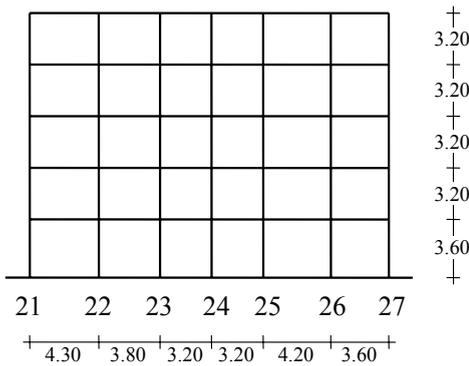
Ai giorni d'oggi il metodo standard per la valutazione dell'effetto del sisma è l'analisi modale con spettro di risposta. Nello svolgimento dell'esempio si è quindi fatto riferimento ad esso e gli schemi base 3 e 4, anche se indicati sinteticamente come F_x ed F_y , sono costituiti da un'analisi modale con spettro di progetto di normativa e con azione sismica applicata rispettivamente in direzione x ed y . L'analisi modale non fornisce – di per sé – un segno ai risultati, perché qualunque ente è valutato come involuppo di valori modali. Anche se nel combinare i risultati degli schemi base i valori del sisma andranno presi col segno positivo e negativo, questa mancanza di segno nei risultati del singolo schema base non agevola la comprensione di cosa realmente accade nella struttura. Per ovviare a ciò si è convenzionalmente assegnato ai valori delle caratteristiche di sollecitazione forniti dall'analisi modale il segno corrispondente al modo più rilevante (che nel caso in esame ha sempre presentato una massa partecipante nettamente superiore agli altri).

Per quanto riguarda l'effetto dell'eccentricità accidentale, si è preferito tenerne conto applicando ad ogni piano delle coppie pari al prodotto delle forze statiche per l'eccentricità. Le forze sono state valutate con le formule relative all'analisi statica, utilizzando come periodo di riferimento quello corrispondente al modo più rilevante nella direzione in considerazione (valore fornito dall'analisi modale).

I risultati forniti da questi schemi base sono stati utilizzati per comprendere e giudicare il comportamento della struttura, in modo da valutarne l'adeguatezza e la possibilità di eventuali modifiche migliorative.

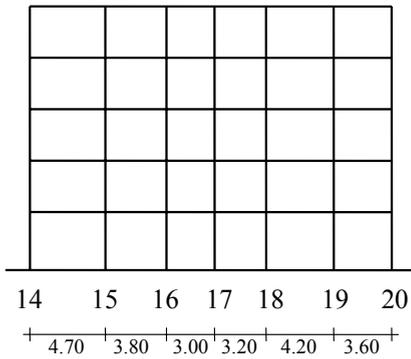
Solo per completezza, e per mantenere un aggancio col passato, si è effettuato a parte il calcolo degli schemi 3 e 4 con l'analisi statica, commentando i risultati da questa forniti, valutando anche mediante questi il comportamento della struttura e confrontandoli con i valori ottenuti dall'analisi modale.

Poiché la struttura è progettata per classe di duttilità "A" le azioni sismiche sono state determinate usando un fattore di struttura corrispondente a tale classe. Si ricorda che, se si volesse invece realizzare una struttura a bassa duttilità (CD "B"), l'ordinata dello spettro di progetto crescerebbe del 50% e quindi tutti i risultati degli schemi base da 3 a 6 andrebbero incrementati in tale misura. Niente cambierebbe per quanto riguarda le considerazioni sul comportamento globale della struttura, ma varierebbero ovviamente le considerazioni sulle sollecitazioni nelle singole sezioni.

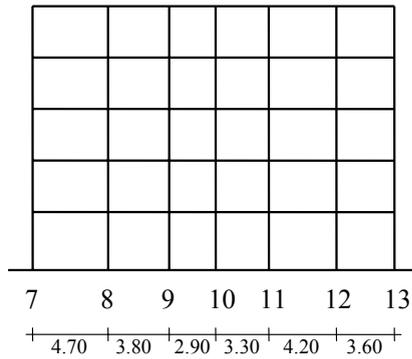


$d = \text{distanza dall'asse } x$

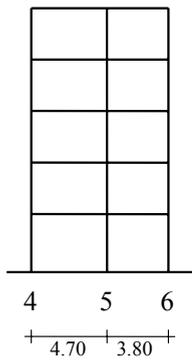
Telaio 1 $x - d = 0.15 \text{ m}$



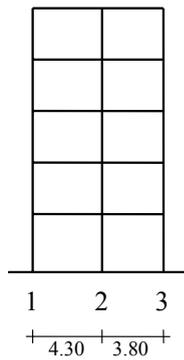
Telaio 2 $x - d = 4.55 \text{ m}$



Telaio 3 $x - d = 8.75 \text{ m}$

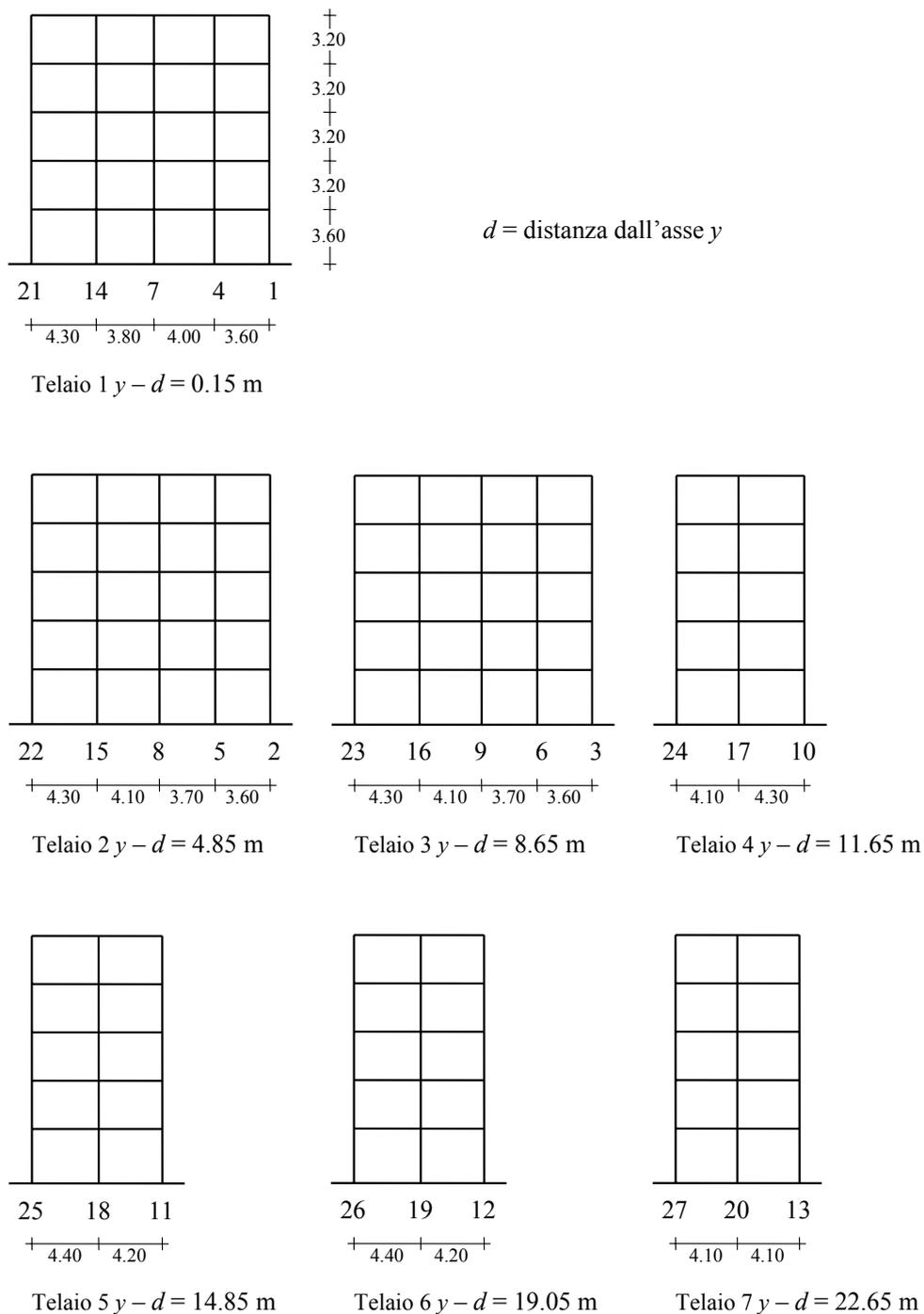


Telaio 4 $x - d = 12.25 \text{ m}$



Telaio 5 $x - d = 15.85 \text{ m}$

Fig. 1. Telai in direzione x

Fig. 2. Telai in direzione y

3. Schema geometrico

L'edificio è stato schematizzato come un insieme spaziale di telai piani orditi in due direzioni ortogonali, x ed y (Fig. 1 e Fig. 2), collegati mutuamente da impalcati infinitamente rigidi nel loro piano. Nel modello geometrico non è stato inserito il torrino scale, perché di scarsa rilevanza rispetto al complesso della struttura (ma se ne è tenuto conto nella valutazione delle masse e quindi dell'azione sismica).

Poiché la fondazione è molto rigida ed il terreno ha una consistenza discreta si è usato come modello base uno schema con pilastri incastrati al piede. Si sono però fatte anche ulteriori analisi con uno schema dotato di graticcio di travi elastiche su suolo alla Winkler, per valutare l'influenza della cedevolezza del complesso fondazione-terreno; questo modello impone la congruenza agli spostamenti verticali del piede dei pilastri dei telai piani collegati al graticcio. Le analisi di base sono state condotte assegnando alle aste una rigidezza pari a quella della sezione geometrica di solo calcestruzzo, con un modulo elastico $E_c = 31500$ MPa. Le analisi sono state anche ripetute riducendo la rigidezza (in maniera distinta per travi e pilastri) per valutare l'influenza delle indicazioni che in tal senso pone la normativa. Tutti i calcoli sono stati eseguiti con il programma Tel2008, liberamente disponibile nel sito di uno degli autori.

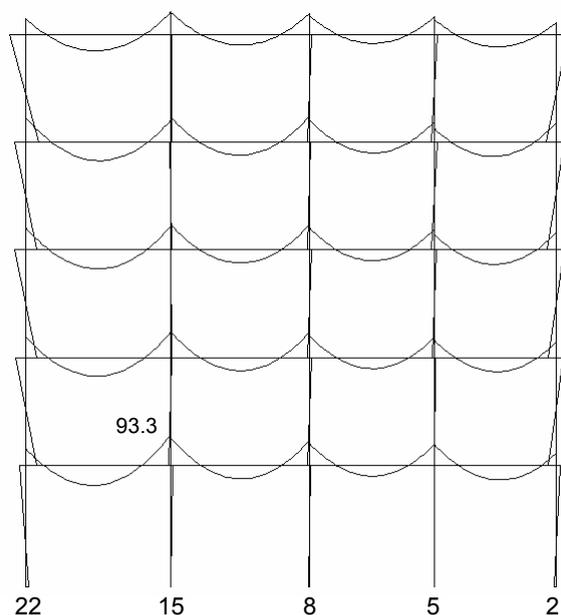


Fig. 3. Diagramma del momento flettente – telaio 2 y, schema di carico 1 (carichi verticali in assenza di sisma)

4. Analisi dei risultati degli schemi base

4.1. Carichi verticali

Gli spostamenti orizzontali prodotti dai carichi verticali sono veramente piccoli (non superiori a 0.3 mm all'ultimo piano) e questo conferma che la struttura, nonostante la pianta a forma di L, ha una distribuzione dei carichi verticali priva di particolari dissimmetrie.

L'andamento del momento flettente è regolare, con valori corrispondenti alle previsioni. Ad esempio, il massimo valore, raggiunto nel telaio 2 y al primo impalcato, è pari a 93.3 kNm (Fig. 3) e quindi molto vicino al valore 100 kNm stimato nel capitolo precedente.

4.2. Analisi modale

L'analisi modale è stata fatta utilizzando il valore $q = 5.85$, definito nel capitolo precedente. In Fig. 4 sono riportate le deformate corrispondenti ai primi sei modi. Le immagini riportano i cinque impalcati (esclusi i balconi) visti dall'alto; la base indeformata dell'edificio è rappresentata con una linea tratteggiata. In Tab. 6 sono indicati i periodi e le masse partecipanti per i primi 12 modi.

Si può innanzitutto osservare, guardando i periodi, che questi sono sostanzialmente raggruppati a tre a tre. Guardando le deformate si nota inoltre che i

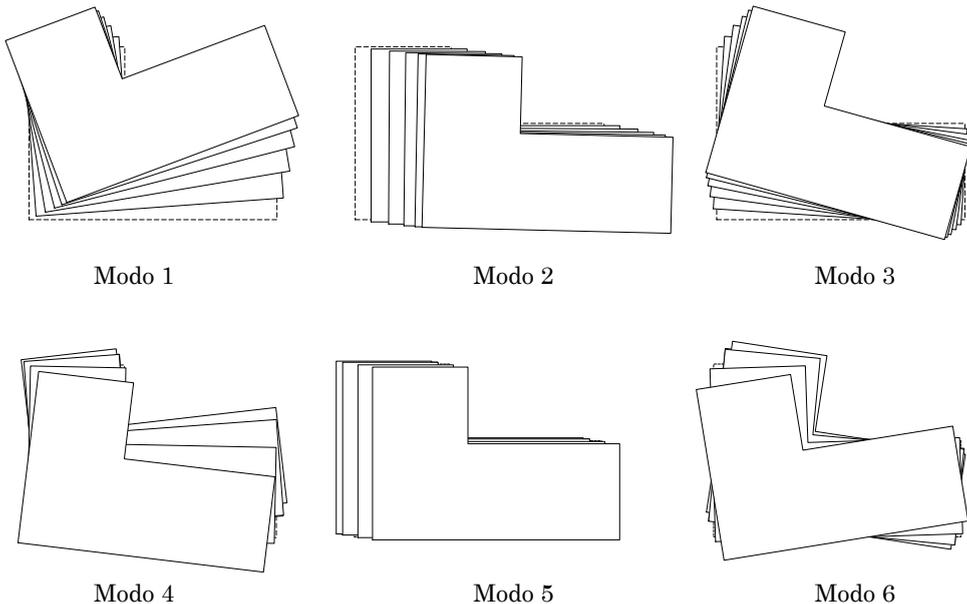


Fig. 4. Deformate modali (edificio visto dall'alto)

Tab. 6. Periodi e masse partecipanti

Modo	Periodo T [s]	Massa partecipante x [%]	Massa partecipante y [%]
1	0.582	1.75	60.88
2	0.553	84.00	1.96
3	0.463	0.28	23.03
4	0.183	0.32	6.93
5	0.177	8.95	0.40
6	0.148	0.07	2.15
7	0.099	0.92	1.60
8	0.098	2.01	0.95
9	0.082	0.06	0.49
10	0.066	1.09	0.09
11	0.064	0.14	1.07
12	0.055	0.06	0.12

primi tre modi mostrano spostamenti e rotazioni tutti dello stesso verso e corrispondono quindi al primo modo di uno schema piano; i secondi tre presentano invece una inversione dei segni (nella figura, il primo impalcato e la base sono coperti dagli impalcato superiori), come per un secondo modo. Questo raggruppamento dei modi indica che la struttura presenta valori della rigidezza traslazionale nelle due direzioni e della rigidezza torsionale abbastanza vicini tra loro. Si può inoltre notare che il primo periodo (0.582 s) è solo di poco inferiore al valore stimato con le formule di normativa, calcolato nel capitolo precedente (0.611 s).

Le deformate modali indicano chiaramente che il secondo e il quinto modo sono sostanzialmente di traslazione in direzione x (ma presentano anche limitati spostamenti in direzione y). Il primo e il quarto modo presentano forti rotazioni, ma prevale in essi la traslazione in direzione y . Il terzo e sesto modo sono invece prevalentemente rotazionali, pur essendo presente una aliquota di traslazione in direzione y (il centro di rotazione è infatti spostato verso destra rispetto al centro geometrico della pianta). Queste forme modali indicano un comportamento traslatorio-rotatorio disaccoppiato in direzione x e fortemente accoppiato in direzione y . La distribuzione delle rigidezze nei telai paralleli all'asse x è quindi bilanciata, conformemente all'obiettivo che si voleva raggiungere. Non lo è invece quella dei telai paralleli all'asse y ; in particolare, risulta troppo deformabile la parte destra dell'edificio, che nella prima forma modale mostra spostamenti oltre cinque volte superiori a quelli della parte sinistra.

Questo comportamento è confermato anche dai valori della massa partecipante. Per sisma in direzione x il contributo del secondo modo è nettamente predominante (84.0%); il quinto modo contribuisce con un ulteriore 9.0%. Per

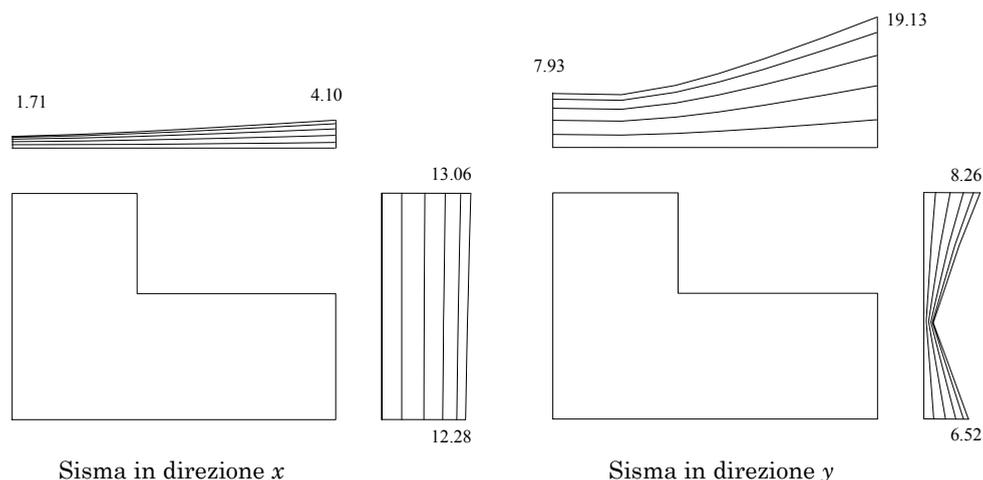


Fig. 5. Involuppo degli spostamenti modali (centro di massa nella posizione nominale)

sisma in direzione y , invece, il primo modo è rilevante (60.9%) ma è molto importante anche il terzo (23.0%), sottolineando l'accoppiamento tra traslazione y e rotazione; il quarto modo contribuisce con un ulteriore 6.9%.

L'involuppo di spostamenti ottenuto, per i diversi impalcati, combinando i contributi dei singoli modi è mostrato in Fig. 5. Si può notare che per sisma in direzione x la struttura presenta spostamenti uniformi in tale direzione, insieme a spostamenti nella direzione ortogonale molto minori (ma non trascurabili). Gli spostamenti in direzione y provocati dal sisma agente in tale direzione hanno un valore medio non molto diverso da gli spostamenti indotti dal sisma x , ma una distribuzione non uniforme, con la parte destra dell'edificio che si sposta in maniera molto maggiore della sinistra. Corrispondentemente, gli spostamenti nella direzione ortogonale denotano una forte rotazione, con valori nei telai di estremità comparabili con quelli riscontrati in direzione y .

Le caratteristiche di sollecitazione (Fig. 6) rispecchiano la rigidità relativa degli elementi ma risentono in maniera evidente della rotazione. Ad esempio, nel telaio 2 y i pilastri 5, 8 e 15, di sezione 30×70 , hanno momenti (e tagli) molto maggiori rispetto ai pilastri 2 e 22, di sezione 70×30 . Ma i pilastri del telaio 7 y , anch'essi 30×70 , hanno momenti flettenti più che doppi rispetto a quelli dei pilastri centrali del telaio 2 y , cioè grosso modo nello stesso rapporto degli spostamenti. Di conseguenza, mentre nei telai x si riscontra, al massimo, un momento flettente di 201.8 kNm nelle travi e 266.0 kNm nei pilastri, nel telaio 7 y si hanno valori massimi nettamente maggiori (275.7 kNm nelle travi e 360.5 kNm nei pilastri).

In conclusione, si può ritenere che la rigidità degli elementi sia complessivamente ben ripartita tra le due direzioni ortogonali e che la rigidità torsio-

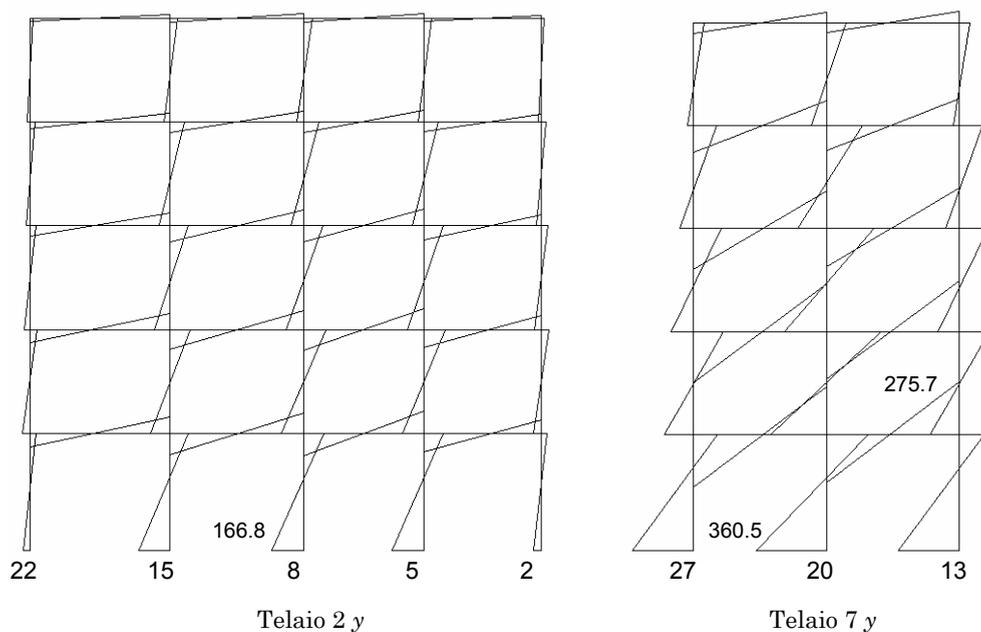


Fig. 6. Diagramma del momento flettente – schema di carico 3
(analisi modale con sisma in direzione y)

nale sia adeguata (maggiore di quella traslazionale, perché al moto rotazionale corrisponde un periodo minore). Buona è anche la distribuzione delle rigidità dei telai x , mentre appare non ottimale quella dei telai y , essendo evidente una carenza di rigidità nel lato destro.

È necessario a questo punto chiedersi se l'impostazione della carpenteria ed il dimensionamento effettuato sono accettabili, oppure è il caso di fare qualche modifica. Questa riflessione, sempre importante, lo è in particolare quando si ha a che fare con strutture in cemento armato. In questo caso, infatti, le verifiche strutturali potranno essere sempre soddisfatte a condizione di mettere una opportuna quantità di armature. Il fatto che un programma di calcolo commerciale concluda "approvando" la struttura potrebbe quindi nascondere grosse deficienze di impostazione, mascherate dall'aggiunta di quantità, spesso esorbitanti, di armature. Nel caso in esame, la già evidenziata carenza di rigidità della parte destra comporta in alcune sezioni momenti flettenti maggiori rispetto alle previsioni. Poiché la struttura era stata dimensionata senza particolari esuberanze, ciò comporterà quasi sicuramente armature elevate, con problemi particolarmente rilevanti nei dettagli costruttivi. È quindi senz'altro preferibile rimettere subito in discussione la carpenteria e le dimensioni delle sezioni di travi e pilastri con l'obiettivo di bilanciare la rigidità dei due lati, destro e sinistro (anche prescindendo dai risultati degli schemi di carico 5 e 6).

Si è però ritenuto che mantenere l'irregolarità possa essere utile, ai fini didattici, per evidenziare varie problematiche. Pertanto si continua l'analisi dei risultati e si procede al progetto delle armature senza variare la struttura. Nel successivo paragrafo 6 si discute, comunque, su quali interventi si sarebbero potuti fare e si mostra il miglioramento che si sarebbe potuto ottenere senza particolari sforzi e stravolgimenti.

Si fa notare infine che la scelta del valore $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ era stata effettuata immaginando la struttura regolare in pianta. Ciò è sicuramente corretto se si migliora il comportamento rotazionale, come mostrato più avanti. Non lo è invece se si mantiene inalterata la struttura. In questo caso sarebbe più corretto usare $\alpha_u/\alpha_1 = 1.15$ ed incrementare corrispondentemente l'effetto del sisma (anche questa è una motivazione che dovrebbe spingere a rivedere l'impostazione strutturale). Nell'esempio che si sta mostrando questa variazione non è stata fatta, in verità più per pigrizia (avendolo notato solo a lavoro quasi completo) che per scelta ideologica. Si chiede scusa di ciò al lettore, ma si ritiene che la validità dell'esempio non sia inficiata da piccole approssimazioni.

4.3. Effetto dell'eccentricità accidentale

Si è tenuto conto dell'eccentricità accidentale applicando a ciascun impalcato della struttura coppie torsionali pari al prodotto tra forze valutate per l'analisi statica ed eccentricità. Le forze sono state calcolate utilizzando i valori delle masse determinati nel paragrafo 1.3. Come periodo, si sarebbe potuto differenziare le due direzioni, utilizzando i valori 0.553 s e 0.582 s rispettivamente per x ed y , perché questi sono i periodi dei modi che danno il maggior contributo. Data la modesta differenza, si è però preferito usare un valore unico, 0.553 s, che è quello cui corrisponde la maggiore ordinata spettrale (0.772 g per lo spettro elastico e 0.132 g per lo spettro di progetto). Le forze e le coppie corrispondenti sono riportate in Tab. 7.

I risultati ottenuti, in termini di spostamenti (Fig. 7), mostrano che l'eccentricità accidentale provoca un incremento massimo di spostamento dei telai x (per sisma x) pari a circa il 10%. Un po' più forte è l'incremento massimo di

Tab. 7. Pesì degli impalcati, forze orizzontali e coppie

Piano	Peso W [kN]	Forza F [kN]	Coppia M per sisma x [kNm]	Coppia M per sisma y [kNm]
5 + torrino	3071.9	561.7	488.7	719.0
4	3285.3	483.5	420.7	618.9
3	3285.3	366.3	318.7	468.9
2	3285.3	249.1	216.7	318.8
1	2915.6	117.0	101.8	149.8

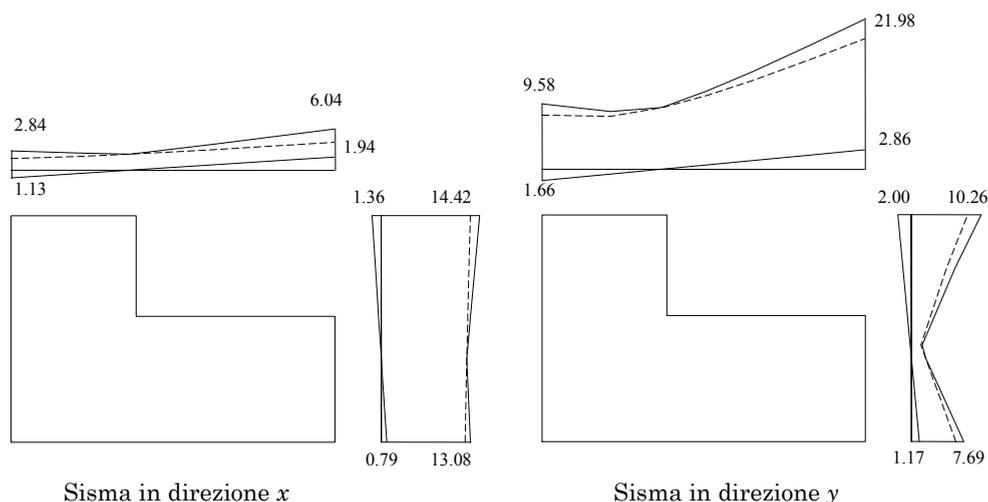


Fig. 7. Effetto dell'eccentricità accidentale, da solo e sommato all'involuppo modale (spostamenti del 5° impalcato)

spostamento dei telai y (per sisma y), pari a circa il 15% all'estremo destro e 20% al sinistro. Il fatto che quest'ultimo valore sia particolarmente alto è ancora una volta dovuto alla maggiore deformabilità della parte destra ed al conseguente minor valore dello spostamento (come involuppo modale) della parte sinistra. L'incremento di spostamento, cui corrispondono proporzionali incrementi delle caratteristiche di sollecitazione, non è comunque particolarmente rilevante, e ciò conferma che la rigidità torsionale dello schema è adeguata. Esso potrebbe essere valutato con la relazione (4) del capitolo 6, ponendo, in questo caso, $k = 0.18$ per i telai x e $k = 0.30 \div 0.45$ per i telai y .

4.4. Considerazioni sull'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma

Per giudicare l'effetto della contemporanea presenza delle due componenti del sisma si è diagrammato (Fig. 8) lo spostamento del quinto impalcato, per sisma prevalente x (cioè $x + 0.3 y$) e per sisma prevalente y (cioè $y + 0.3 x$). Si nota che nel primo caso gli spostamenti dei telai di estremità in direzione x subiscono un ulteriore incremento di circa il 20%, arrivando così complessivamente ad un incremento di oltre il 30% rispetto allo schema base 3. Nel secondo caso l'incremento di spostamento dei telai di estremità in direzione y è invece non superiore al 10%, ma l'effetto complessivo è ancora una volta di oltre il 30% rispetto allo schema base 4. In entrambi i casi gli spostamenti massimi nella direzione ortogonale a quella prevalente del sisma sono molto rilevanti, superiori al 60% degli spostamenti nella direzione principale.

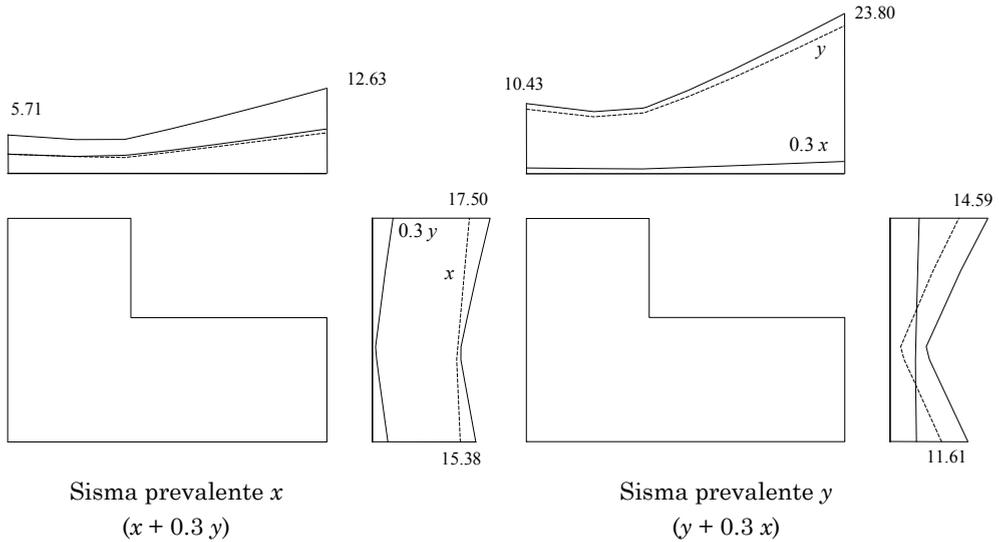


Fig. 8. Effetto contemporaneo delle due componenti del sisma (spostamenti del 5° impalcato)

Anche questa situazione desta un po' di preoccupazione e conferma l'opportunità di una revisione dell'impostazione strutturale. L'incremento del 30% è maggiore di quanto si era previsto in fase di controllo iniziale del dimensionamento (era stato valutato allora con un coefficiente 1.20). Inoltre la presenza di forti spostamenti (e quindi di forti momenti flettenti) contemporaneamente nelle due direzioni ortogonali può rendere critica la verifica a pressoflessione deviata dei pilastri d'angolo.

5. In alternativa: analisi statica

Anche se ormai sembra quasi fuori moda, l'analisi statica è un'alternativa possibile e quasi sempre valida per determinare l'effetto del sisma. Soprattutto bisogna sottolineare che per una struttura ben dimensionata l'analisi statica e l'analisi modale forniscono risultati analoghi. E, viceversa, quando questa concordanza non c'è si deve ritenere molto probabile che il comportamento strutturale non sia ottimale.

Utilizzando le masse calcolate nel paragrafo 1.3 e facendo riferimento allo spettro di progetto già presentato nel capitolo precedente, col periodo $T=0.611$ s stimato in funzione dell'altezza dell'edificio, si ottengono i valori delle forze riportati in Tab. 8. Confrontando questi valori con quelli precedentemente stimati, si ha una conferma della validità della previsione iniziale.

Tab. 8. Pesi degli impalcati, forze orizzontali e spostamenti, nuove forze

Piano	Peso W [kN]	Massa m [t]	Forza F ($T=0.611$ s) [kN]	Spostamento u_x [mm]	Spostamento u_y [mm]	Forza F (nuovo T) [kN]
5 + torrino	3071.9	313.1	506.4	11.628	11.615	562.6
4	3285.3	334.9	435.9	10.307	10.309	484.2
3	3285.3	334.9	330.2	8.292	8.255	366.8
2	3285.3	334.9	224.6	5.652	5.593	249.5
1	2915.6	297.2	105.5	2.646	2.564	117.2

Occorre però ricordare che, mentre nel passato le formule di normativa davano poca importanza al periodo proprio della struttura, ora lo spettro di progetto è in genere fortemente condizionato da questo. Non è corretto fermarsi alla stima del periodo suggerita dalla normativa, in funzione dell'altezza dell'edificio, ma fortunatamente è facile stimare il periodo in maniera affidabile mediante la formula di Rayleigh, già citata nel capitolo 2 e che qui si riporta nuovamente per comodità

$$T_1 \cong 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum F_i u_i}}$$

Per calcolare il periodo con questa formula occorre aver risolto lo schema soggetto ad una distribuzione di forze orizzontali. Il periodo è funzione delle masse, delle forze e dei conseguenti spostamenti. Trattandosi di uno schema spaziale, che può presentare rotazioni, si farà riferimento allo spostamento dei punti di applicazione delle forze (cioè dei centri di massa). I valori di questi spostamenti, riportati nella quinta e sesta colonna della stessa Tab. 8, sono quasi uguali nelle due direzioni, a conferma della sostanziale coincidenza della rigidezza globale secondo x e secondo y . Si ottiene così per entrambe le direzioni un periodo $T = 0.55$ s. Si può constatare che questo valore è lo stesso di quello fornito dall'analisi modale per il modo di traslazione x . L'ordinata spettrale corrispondente a questo periodo è maggiore dell'11% rispetto a quella precedentemente stimata. Le forze di progetto andranno quindi aumentate in tale misura, ottenendo i valori riportati nell'ultima colonna della tabella. Il calcolo dovrà essere ripetuto, oppure (poiché si tratta di un'analisi lineare) si potranno incrementare direttamente dell'11% tutti i risultati.

L'esame degli spostamenti ottenuti con forze incrementate (Fig. 9) mostra che i telai in direzione x sono ben bilanciati, perché quando le forze sono applicate in tale direzione l'edificio presenta solo una traslazione. Invece per forze in direzione y si ha una rotazione abbastanza vistosa, con spostamenti della parte destra superiori di oltre il 60% rispetto a quelli della parte sinistra. Ciò sugge-

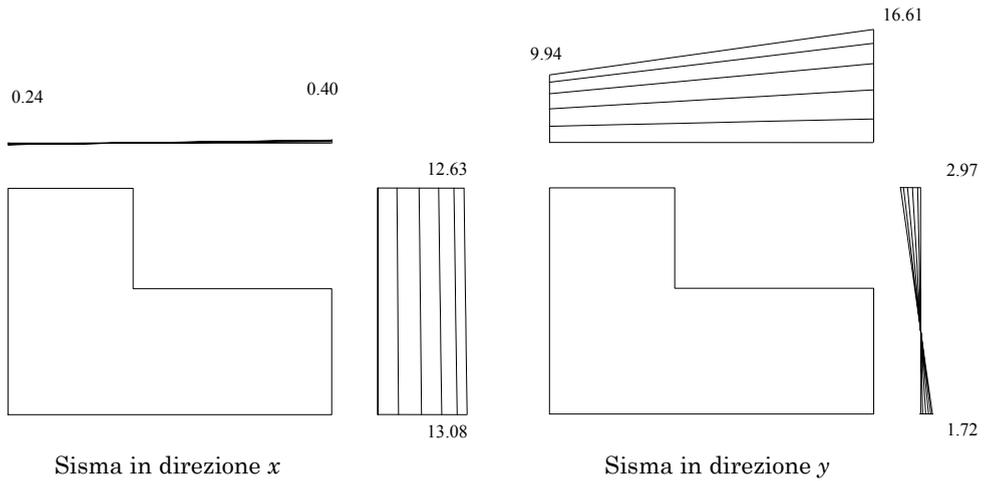


Fig. 9. Spostamenti, analisi statica

risce l'opportunità di riesaminare il dimensionamento della struttura, rendendo più rigida la parte destra.

Per finire, è interessante confrontare gli spostamenti ottenuti mediante analisi statica (Fig. 9) con quelli forniti dall'involuppo modale (Fig. 5). Per sisma in direzione x entrambe le analisi mostrano una sostanziale traslazione, con valori quasi coincidenti. L'analisi modale evidenzia anche uno spostamento in direzione y , non molto forte ma neppure trascurabile, non colto dall'analisi statica. Per sisma in direzione y entrambe le analisi evidenziano una rotazione dell'impalcato, che è però nettamente sottostimata dall'analisi statica.

6. Una possibilità: nuovo dimensionamento della struttura

Quando l'analisi evidenzia delle carenze di comportamento della struttura è sempre opportuno rimettere in discussione l'impostazione della carpenteria ed il dimensionamento degli elementi. Nel caso in esame, si è notata una forte differenza tra la parte destra (meno rigida) e la parte sinistra (più rigida) dell'edificio. Occorre quindi intervenire sui telai y (in particolare su quelli più eccentrici), cercando di non stravolgere la rigidità dei telai x .

Si esamina innanzitutto la possibilità di irrigidire la parte destra. Il telaio $7y$ è già abbastanza rigido, perché dotato di travi emergenti e con pilastri allungati in direzione y . È però possibile irrigidirlo ulteriormente, aumentando la sezione dei pilastri oppure delle travi (queste ultime non hanno limiti di altezza, perché ubicate in una parete tamponata senza aperture). Il telaio $6y$ è invece molto deformabile, perché con travi a spessore e pilastri di piatto. Vincoli ar-

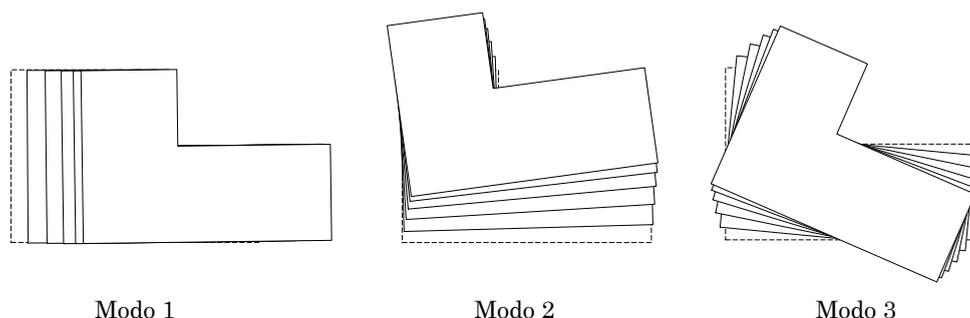


Fig. 10. Deformate modali, edificio irrigidito a destra

chitettonici consentono di ruotare il pilastro 12 e di inserire una trave emergente per irrigidirlo, mentre non è possibile ruotare gli altri pilastri. Un intervento analogo (rotazione del pilastro 11) sarebbe possibile al telaio 5 y, ma in questo caso la trave emergente resterebbe in vista nel corridoio. Si potrebbe poi pensare di ridurre la rigidità del telaio 1 y, ma per farlo occorrerebbe ruotare i pilastri 4, 7 e 14 che sporgerebbero nelle stanze provocando notevoli fastidi.

In definitiva si decide di:

- aumentare la sezione delle travi 27-20-13 portandola a 30×80 ai primi 4 impalcati e 30×60 al quinto, lasciando inalterati i pilastri;
- ruotare il pilastro 12 e trasformare in emergente la trave 19-12.

Si è ripetuta l'analisi della struttura, ottenendo nuove deformate modali (Fig. 10) e nuovi valori del periodo e della massa partecipante (Tab. 9).

Tab. 9. Periodi e masse partecipanti, edificio irrigidito a destra

Modo	Periodo T [s]	Massa partecipante x [%]	Massa partecipante y [%]
1	0.567	86.02	0.00
2	0.516	0.01	82.81
3	0.449	0.03	3.29
4	0.182	9.30	0.00
5	0.165	0.00	9.18
6	0.143	0.02	0.23
7	0.101	2.95	0.00
8	0.092	0.00	2.87
9	0.080	0.03	0.04
10	0.067	1.24	0.00
11	0.062	0.00	1.21
12	0.053	0.12	0.01

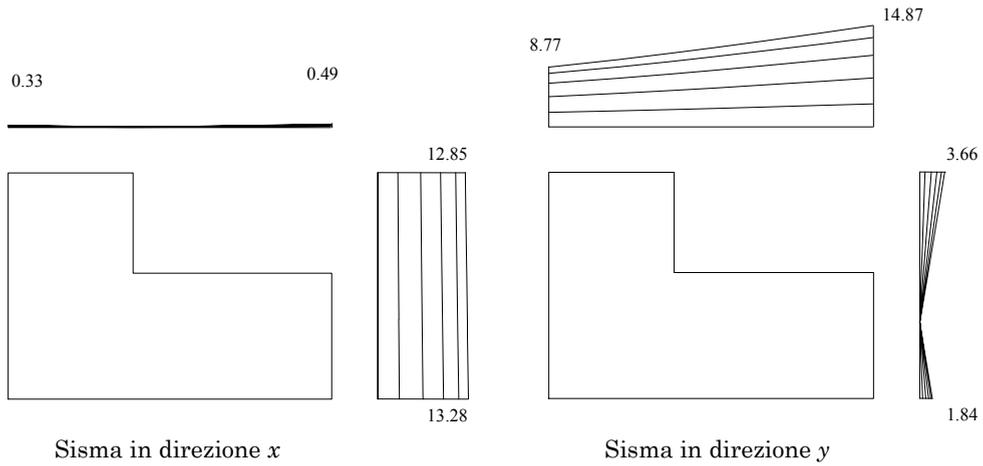


Fig. 11. Involuppo degli spostamenti modali, edificio irrigidito a destra

Si nota che l'irrigidimento dei telai 6 y e 7 y ha provocato una discreta riduzione del periodo del modo di prevalente traslazione y, che viene “superato” dal modo di traslazione x e diventa il secondo modo. La corrispondente deformata modale presenta ancora una rotazione, ma molto minore di quanto visto in precedenza (si faccia il confronto con la Fig. 4). Il primo modo è ora quasi esclusivamente di traslazione secondo x e non si riscontra più un contemporaneo spostamento in direzione y. In sostanza, l'accoppiamento traslazione-rotazione è molto ridotto e ciò è confermato sia dai valori della massa partecipante (ora an-

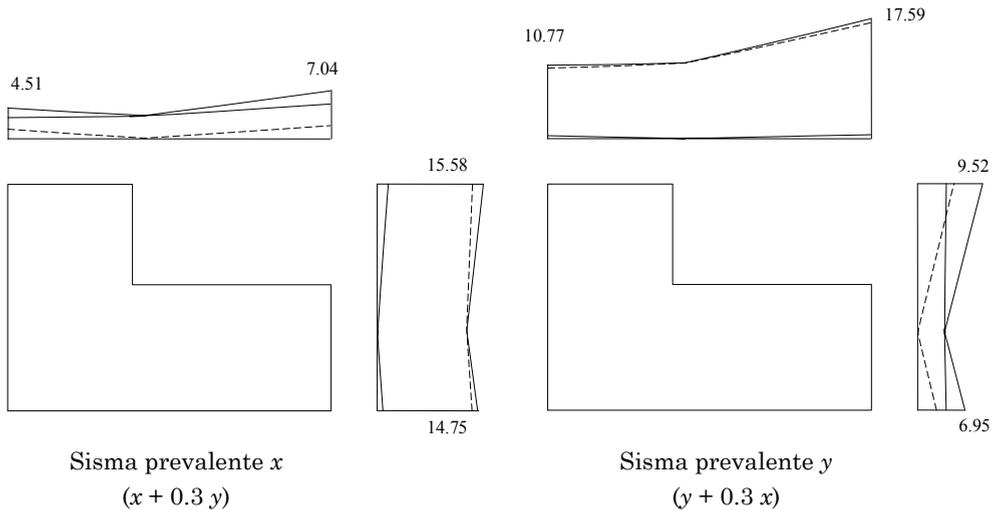


Fig. 12. Effetto contemporaneo delle due componenti del sisma (spostamenti del 5° impalcato), edificio irrigidito a destra

che per la direzione y vi è un modo che fornisce oltre l'80% del contributo) che dall'inviluppo degli spostamenti modali (Fig. 11). Tenendo conto dell'eccentricità accidentale e della contemporanea presenza delle due componenti del sisma (Fig. 12) si ha un incremento degli spostamenti massimi pari a circa il 20%, in linea con le previsioni fatte in fase di controllo iniziale del dimensionamento. Se si confrontano gli spostamenti complessivi con quelli ottenuti col dimensionamento iniziale della struttura (Fig. 8), si nota una riduzione rilevante per il telaio 7 y (oltre il 25%) e riduzioni, minori ma apprezzabili, anche per i telai x (oltre il 10%). Riduzioni analoghe, anche se non sempre della stessa entità, si hanno anche per le caratteristiche della sollecitazione. Si osserva inoltre una riduzione degli spostamenti nella direzione ortogonale a quella del "sisma prevalente", che comporta miglioramenti anche per la verifica a pressoflessione deviata dei pilastri.

In definitiva, con piccole variazioni si possono ottenere sensibili vantaggi per il comportamento della struttura. I risultati potrebbero essere ulteriormente migliorati. Ad esempio, se si ruotasse il pilastro 7 e si rendesse emergente la trave 7-8 (nonostante i problemi architettonici che ciò comporta) si riuscirebbe a rendere veramente disaccoppiato il moto nelle due direzioni ortogonali; gli spostamenti (Fig. 13) e le sollecitazioni diventerebbero realmente uniformi e si avrebbe una ulteriore riduzione del 10% dei valori massimi.

In una situazione di progettazione reale, questo sforzo di miglioramento del comportamento è una fondamentale caratteristica del bravo progettista strutturale. Nel seguito, però, solo per motivazioni didattiche si continuerà a far riferimento al dimensionamento iniziale della struttura.

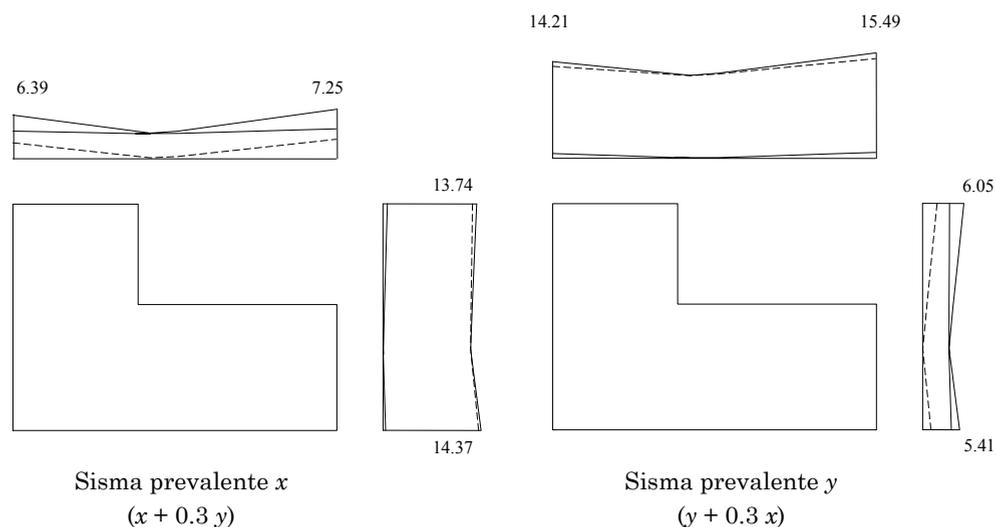


Fig. 13. Effetto contemporaneo delle due componenti del sisma (spostamenti del 5° impalcato), edificio irrigidito a destra con ulteriori modifiche a sinistra

7. Combinazione degli schemi base

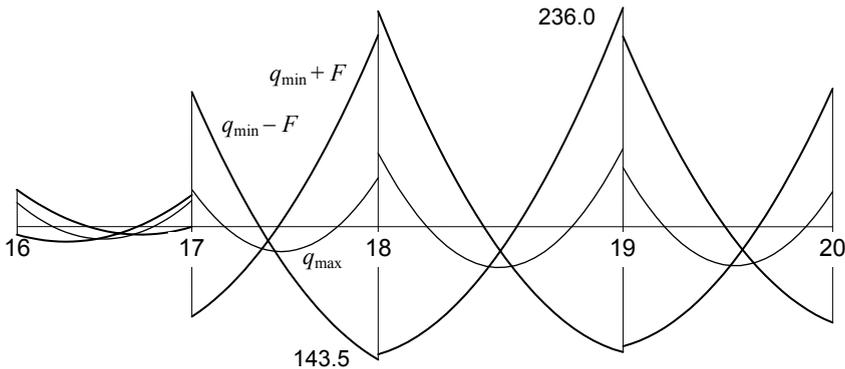
I risultati degli schemi base sono stati combinati per ottenere le massime caratteristiche di sollecitazione, seguendo le indicazioni del paragrafo 6 del sesto capitolo. A titolo di esempio si mostrano, innanzitutto, i momenti flettenti (in kNm) ottenuti per le travi al primo impalcato del telaio 2 x (Tab. 10). I valori sono riferiti agli estremi delle campate, in asse al pilastro; si sono omessi per mancanza di spazio i valori relativi alle prime due campate (14-15 e 15-16), peraltro poco significativi perché le travi sono a spessore. Gli schemi base 3 e 4 sono indicati sinteticamente con F_x ed F_y ma, come già detto, si riferiscono all'analisi modale con sisma nella direzione indicata dal pedice. A questi risultati è stato attribuito il segno corrispondente al modo predominante. Si può notare che i valori massimi provocati dal sisma x sono comparabili con quelli stimati (si veda la tabella 5 del capitolo 10). Più precisamente, sono leggermente minori, ma questo è logico perché il telaio, non essendo perimetrale, risente meno dell'effetto di rotazioni. L'effetto del sisma y è ovviamente molto minore di quello del sisma x , dato l'orientamento del telaio, ma non è trascurabile a causa della forte rotazione che esso provoca nella struttura. Molto piccolo è invece l'effetto degli schemi 5 e 6 (eccentricità accidentale).

Poiché sia lo schema base 3 che il 5 inducono nel telaio in esame spostamenti positivi (a tutti i piani), l'effetto complessivo del sisma x è stato ottenuto sommando i risultati di questi due schemi, col loro segno. Stesso discorso vale, in questo caso, anche per la determinazione dell'effetto complessivo del sisma y .

Per quanto riguarda l'accoppiamento delle due componenti x ed y , è riportato solo l'effetto del sisma prevalente x (ovvero sisma $x + 0.3$ di sisma y), essendo ovviamente questo il più gravoso.

Tab. 10. Telaio 2 x – impalcato 1, risultati degli schemi base e loro combinazione

	16	17	17	18	18	19	19	20
1- q_{\max} (senza sisma)	-25.8	-28.0	-40.0	-52.6	-79.1	-84.1	-63.6	-37.8
2- q_{\min} (con sisma)	-15.6	-16.9	-23.9	-31.5	-47.3	-50.3	-38.0	-22.6
3- F_x	22.1	-15.6	110.4	-159.5	168.6	-169.3	152.3	-115.0
4- F_y	5.6	-3.9	27.8	-40.1	42.4	-42.6	38.3	-28.9
5- $F_x e_y$	0.3	-0.2	1.7	-2.4	2.5	-2.5	2.3	-1.7
6- $F_y e_x$	0.5	-0.3	2.4	-3.5	3.7	-3.7	3.4	-2.5
sisma x (compless.)	22.4	-15.8	112.1	-161.9	171.1	-171.8	154.6	-116.7
sisma y (compless.)	6.0	-4.3	30.2	-43.7	46.1	-46.3	41.7	-31.5
sisma prev. x ($x+0.3y$)	24.2	-17.1	121.1	-175.0	184.9	-185.7	167.1	-126.2
$q_{\min} +$ sisma prev. x	8.7	-34.0	97.2	-206.5	137.7	-236.0	129.1	-148.8
$q_{\min} -$ sisma prev. x	-39.8	0.2	-145.1	143.5	-232.2	135.4	-205.1	103.5

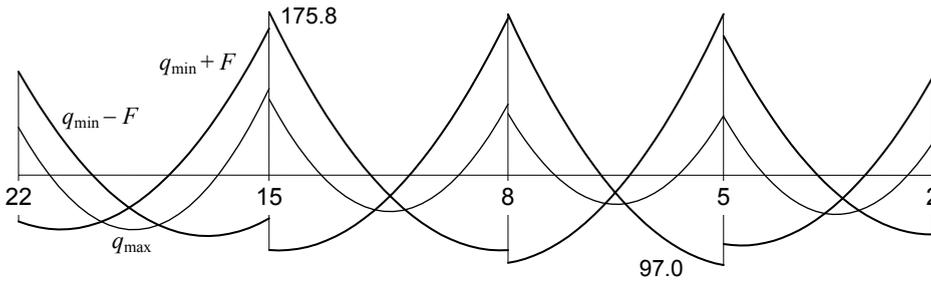
Fig. 14. Telaio 2 x – impalcato 1, diagramma del momento flettente

Si può così operare come nel passato, sommando e sottraendo questi valori, che rappresentano l'effetto massimo del sisma per le travi del telaio, ai valori generati dai carichi verticali (carichi in presenza di sisma, ovvero $g_k + \psi_2 q_k$). I risultati ottenuti col procedimento suggerito sono ovviamente corrispondenti a due tra le 32 combinazioni possibili; in questo caso, quelli ottenuti moltiplicando gli schemi 2, 3, 4, 5 e 6 per +1, +1, +0.3, +1, +0.3 e per +1, -1, -0.3, -1, -0.3.

L'effetto ottenuto è riportato come diagramma del momento flettente (Fig. 14), insieme ai risultati dello schema base 1 (carichi verticali in assenza di sisma). Si può osservare che nelle campate con trave emergente l'effetto del sisma è molto più rilevante rispetto a quanto in genere si aveva seguendo le norme precedenti. Di conseguenza il massimo momento positivo viene raggiunto agli appoggi e non in mezzera. Per le travi a spessore, come la campata 16-17, l'effetto del sisma appare invece poco rilevante.

Tab. 11. Telaio 2 y – impalcato 1, risultati degli schemi base e loro combinazione

	22	15	15	8	8	5	5	2
1- q_{\max} (senza sisma)	-51.5	-93.3	-82.0	-76.5	-66.2	-64.1	-63.1	-35.9
2- q_{\min} (con sisma)	-30.8	-55.6	-47.5	-44.2	-39.3	-38.4	-37.8	-21.5
3- F_x	-18.3	23.2	-29.1	28.4	-30.4	30.8	-25.5	19.4
4- F_y	67.9	-86.0	107.8	-105.2	112.6	-113.8	94.3	-71.9
5- $F_x e_y$	-4.2	5.3	-6.6	6.5	-6.9	7.0	-5.8	4.4
6- $F_y e_x$	-6.1	7.8	-9.7	9.5	-10.2	10.3	-8.5	6.5
sisma x (compless.)	22.5	-28.5	35.7	-34.9	37.3	-37.7	31.3	-23.8
sisma y (compless.)	74.1	-93.8	117.6	-114.7	122.8	-124.1	102.8	-78.4
sisma prev. y ($y+0.3x$)	80.8	-102.3	128.3	-125.1	134.0	-135.4	112.2	-85.5
$q_{\min} +$ sisma prev. y	50.0	-157.9	80.8	-169.3	94.7	-173.8	74.4	-107.0
$q_{\min} -$ sisma prev. y	-111.6	46.7	-175.8	80.9	-173.3	97.0	-150.0	64.0

Fig. 15. Telaio 2 y - impalcato 1, diagramma del momento flettente

Lo stesso procedimento è stato seguito per tutti i telai. Le considerazioni che si possono fare sono diverse, caso per caso, e legate all'andamento degli spostamenti discusso nel par. 4. Ad esempio, per il telaio 2 y (Tab. 11) i momenti flettenti sono minori di quanto previsto, coerentemente al minor valore degli spostamenti. Nel combinare gli schemi base, si nota che gli schemi 3 e 5 inducono spostamenti negativi. L'effetto complessivo del sisma x è quindi valutato sommando i risultati di questi due schemi, entrambi cambiati di segno. Lo schema 4 induce spostamenti positivi e quello 6 negativi, quindi l'effetto complessivo del sisma y è valutato sottraendo ai risultati dello schema 4 quelli dello schema 6. Per questo telaio è ovviamente predominante l'effetto del sisma prevalente y (ovvero sisma $y + 0.3$ di sisma x).

L'effetto di carichi verticali più o meno sisma, ottenuto in questo modo e diagrammato in Fig. 15, corrisponde a quello delle combinazioni ottenute moltiplicando gli schemi base 2, 3, 4, 5 e 6 per +1, -0.3, +1, -0.3, -1 e per +1, +0.3, -1, +0.3, +1. Ancora una volta l'effetto del sisma è molto rilevante (ma meno

Tab. 12. Telaio 7 y - impalcato 2, risultati degli schemi base e loro combinazione

	27	20	20	13
1- q_{\max} (senza sisma)	-66.3	-59.7	-17.6	-35.3
2- q_{\min} (con sisma)	-42.1	-37.3	-12.8	-24.6
3- F_x	-57.3	53.3	-53.3	57.3
4- F_y	265.8	-247.6	247.6	-265.8
5- $F_x e_y$	26.4	-24.6	24.6	-26.4
6- $F_y e_x$	38.9	-36.2	36.2	-38.9
sisma x (compless.)	83.7	-77.9	77.9	-83.7
sisma y (compless.)	304.7	-283.8	283.8	-304.7
sisma prev. y ($y+0.3x$)	329.8	-307.1	307.1	-329.8
$q_{\min} +$ sisma prev. y	287.7	-344.4	294.4	-354.3
$q_{\min} -$ sisma prev. y	-371.9	269.8	-319.9	305.2

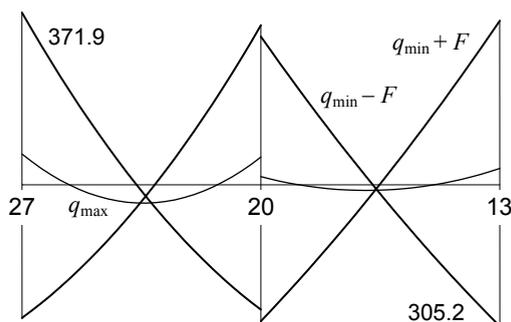


Fig. 16. Telaio 7 y - impalcato 2, diagramma del momento flettente

che nel telaio 2 x). Nella campata 22-15 il massimo momento positivo è però più o meno lo stesso in assenza e presenza di sisma, perché questa campata è più lunga delle altre ed ha il primo pilastro girato di piatto; di conseguenza l'effetto dei carichi verticali è un po' più grande e quello del sisma un po' più piccolo.

Nel telaio 7 y (Tab. 12), invece, i momenti flettenti sono nettamente maggiori di quanto previsto (circa il 50% in più), coerentemente al maggior valore degli spostamenti indotto dalla dissimmetria della struttura. Nel combinare gli schemi base, si nota che lo schema 3 induce spostamenti negativi ed i suoi risultati vanno quindi sottratti a quelli dello schema 5 per calcolare l'effetto complessivo del sisma x. L'effetto complessivo del sisma y è invece determinato sommando i risultati degli schemi 4 e 6, col loro segno, perché entrambi inducono spostamenti positivi.

L'effetto di carichi verticali più o meno sisma, ottenuto in questo modo e diagrammato in Fig. 16, corrisponde a quello delle combinazioni ottenute moltiplicando gli schemi base 2, 3, 4, 5 e 6 per +1, -0.3, +1, +0.3, +1 e per +1, +0.3, -1, -0.3, -1. Si nota che in questo caso l'effetto del sisma è ancor più rilevante, tanto che il massimo momento positivo non è inferiore di molto al massimo momento negativo. Ciò è dovuto sia al maggior effetto del sisma causato dalla rotazione che dalla minore incidenza dei carichi verticali (la campata 20-13 non porta solaio).

8. Considerazioni sulla modellazione.

Come già accennato nel paragrafo 3, si è ritenuto opportuno effettuare ulteriori analisi con modellazioni differenti, per giudicare la stabilità dei risultati al variare del modello.

Si è innanzitutto analizzato uno schema dotato di graticcio di travi di fondazione, modellate come travi elastiche su suolo alla Winkler. Si è considerata una trave di sezione 60×120 con una sottobase larga 150 cm e si è assunto come

valore della costante di sottofondo $k = 100 \text{ N/cm}^3$; tutte le travi del reticolo presentano sbalzi di 1.50 m rispetto all'asse del pilastro. Lo schema risulta un po' più deformabile di quello con base incastrata, ma le differenze in questo caso non sono particolarmente rilevanti, a causa della buona rigidezza di fondazione e terreno. In particolare. Il periodo fondamentale aumenta da 0.58 s a 0.60 s. Questa variazione di periodo comporta una leggera riduzione delle forze modali e quindi delle caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali. Lo spostamento aumenta invece in maniera modesta, per effetto dell'abbassamento del terreno.

Si è poi analizzato uno schema nel quale la rigidezza delle travi è stata dimezzata, mentre quella dei pilastri è stata mantenuta invariata. In questo caso la rigidezza complessiva dello schema si riduce in maniera più marcata ed il periodo fondamentale cresce, arrivando a 0.71 s. Le forze sismiche si riducono di conseguenza ma gli spostamenti crescono in maniera abbastanza uniforme di circa il 20%. La differente rigidezza delle travi rispetto ai pilastri comporta una sensibile variazione del momento flettente nelle travi, che si riduce in misura compresa tra il 20 e il 30%. Nei pilastri, invece, i due effetti (riduzione dell'azione sismica – incremento della rigidezza relativa dei pilastri) si compensano. I momenti flettenti subiscono quindi variazioni minori, mediamente con riduzioni del 10% ed in alcuni casi con variazioni nulle o leggerissimi aumenti.

In definitiva, queste analisi confermano che i risultati ottenuti con la modellazione base sono sufficientemente attendibili e cautelativi.

Capitolo 12

ESEMPIO: PROGETTO DELLE ARMATURE

1. Travi: armatura a flessione

Le caratteristiche di sollecitazione, ottenute nel capitolo precedente, sono state utilizzate per progettare l'armatura a flessione, seguendo le indicazioni del capitolo 7. A titolo di esempio si descrivono il procedimento seguito e le scelte effettuate con riferimento, innanzitutto, alle travi del primo impalcato del telaio 2 x. I momenti flettenti a filo pilastro (prime due righe della Tab. 1) sono minori dei valori in asse, riportati nella corrispondente tabella del capitolo 11; la differenza è sensibile per i momenti negativi (intorno al 20%) e modesta per quelli positivi a causa dell'andamento del diagramma.

La quantità di armatura tesa necessaria superiormente ed inferiormente, rispettivamente per il momento flettente negativo e positivo, è stata calcolata con la (1) del capitolo 7 ed è riportata nella terza e quarta riga della tabella. Non è necessaria armatura in compressione perché con la sola armatura tesa la trave 30×60 può portare un momento

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = \frac{0.30 \times 0.56^2}{0.0197^2} = 242.4 \text{ kNm}$$

mentre la trave a spessore 60×24 può portare 61.8 kNm.

Sulla base delle aree di ferro necessarie si è deciso di disporre nelle tre campate emergenti un'armatura filante di 3Ø14 inferiori e 3Ø14 superiori, sovrapposti in mezzeria. A questi vanno aggiunti monconi inferiori (1Ø14 o 1Ø20, a seconda dell'appoggio) e superiori (1Ø14+1Ø20 oppure solo 1Ø20). Nelle campate a spessore (16-17, ma anche 14-15 e 15-16 i cui valori non sono mostrati in tabella) sono sufficienti 2Ø14 inferiori e 2Ø14 superiori, con l'aggiunta di monconi (1Ø14 o 1Ø20) solo superiormente. Si può notare che le indicazioni di minima fornite dalla normativa sono state automaticamente rispettate e in tutte le sezioni di estremità l'armatura compressa è almeno il 50% di quella tesa.

Tab. 1. Telaio 2 x – impalcato 1, momenti massimi a filo pilastro ed armature

	16	17	17	18	18	19	19	20
M_{\max}^- (kNm)	-33.2	-27.2	-123.7	-156.3	-178.6	-181.9	-155.7	-128.4
M_{\max}^+ (kNm)	11.2	2.9	90.8	129.0	129.5	127.8	121.5	99.5
A_s^{sup} (cm ²)	4.71	3.87	6.27	7.92	9.06	9.22	7.89	6.51
A_s^{inf} (cm ²)	1.59	0.41	4.60	6.54	6.57	6.48	6.16	5.04
barre sup.	2Ø14 1Ø20	3Ø14	3Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	3Ø14 1Ø20
barre inf.	2Ø14	2Ø14	3Ø14	3Ø14 1Ø20	3Ø14 1Ø20	3Ø14 1Ø20	3Ø14 1Ø20	4Ø14
M_{Rd}^- (kNm)	-45.2	-34.9	-161.1	-192.4	-192.4	-192.4	-192.4	-161.1
M_{Rd}^+ (kNm)	25.2	25.1	97.3	161.2	161.2	161.2	161.2	128.7

Tab. 2. Telaio 2 y – impalcato 1, momenti massimi a filo pilastro ed armature

	22	15	15	8	8	5	5	2
M_{\max}^- (kNm)	-121.5	-148.2	-169.5	-162.7	-165.5	-167.0	-142.2	-117.8
M_{\max}^+ (kNm)	79.3	87.5	118.0	116.2	127.0	129.3	108.4	90.7
A_s^{sup} (cm ²)	6.16	7.51	8.59	8.25	8.39	8.47	7.21	5.97
A_s^{inf} (cm ²)	4.02	4.44	5.98	5.89	6.44	6.56	5.50	4.60
barre sup.	4Ø14	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14 1Ø20	4Ø14
barre inf.	3Ø14	4Ø14	4Ø14	3Ø14 1Ø20	3Ø14 1Ø20	3Ø14 1Ø20	3Ø14 1Ø20	3Ø14
M_{Rd}^- (kNm)	-128.6	-192.3	-192.3	-192.4	-192.4	-192.4	-192.4	-128.6
M_{Rd}^+ (kNm)	97.3	128.6	128.6	161.2	161.2	161.2	161.2	97.3

Tab. 3. Telaio 7 y – impalcato 2, momenti massimi a filo pilastro ed armature

	27	20	20	13
M_{\max}^- (kNm)	-297.0	-270.4	-258.0	-290.4
M_{\max}^+ (kNm)	253.8	235.2	247.6	260.4
A_s^{sup} (cm ²)	15.06	13.71	13.08	14.72
A_s^{inf} (cm ²)	12.87	11.92	12.55	13.20
barre sup.	5Ø20	1Ø14 4Ø20	1Ø14 4Ø20	5Ø20
barre inf.	1Ø14 4Ø20	2Ø14 3Ø20	2Ø14 3Ø20	1Ø14 4Ø20
M_{Rd}^- (kNm)	-322.3	-289.8	-289.8	-322.3
M_{Rd}^+ (kNm)	290.1	257.5	257.5	290.1

In tabella è indicato, infine il momento resistente corrispondente alle armature disposte, che verrà in seguito amplificato del fattore di sovrarresistenza ed utilizzato per definire l'armatura a taglio nelle travi ed i valori di progetto del momento flettente nei pilastri. La normativa evidenzia l'opportunità di tener conto di tutte le "armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene". In una situazione come quella in esame si potrebbe eventualmente aggiungere come armatura superiore una o due barre $\varnothing 8$ di ripartizione, che potrebbero essere presenti vicino all'armatura principale della trave; si è però ritenuto che ciò sia troppo aleatorio e scarsamente rilevante. Il momento resistente è stato valutato in maniera "rigorosa", determinando la posizione dell'asse neutro con la condizione di equilibrio alla traslazione ed il conseguente momento flettente. Risultati quasi identici si sarebbero comunque ottenuti anche in maniera più semplice, con l'inversa della formula di progetto.

Lo stesso procedimento è stato seguito per tutti i telai. In particolare, per i telai 1 *y*, 2 *y*, 3 *y* e 4 *y* si sono utilizzati i risultati dell'analisi effettuata bloccando la rotazione degli impalcati, che è risultata più gravosa. Ad esempio, i valori relativi al telaio 2 *y* sono riportati in Tab. 2; le armature disposte sono molto simili a quelle previste per le campate emergenti del telaio 2 *x*. Per tutti gli altri telai si sono utilizzati i valori forniti dal calcolo "standard". Le massime sollecitazioni si riscontrano, a causa della rotazione, nel telaio 7 *y* (Tab. 3). In questo caso si è prevista un'armatura filante costituita da 1 $\varnothing 14$ +2 $\varnothing 20$ inferiori e 3 $\varnothing 20$ superiori, sovrapposti in mezzzeria. A questi vanno aggiunti monconi sia inferiori che superiori (1 $\varnothing 14$ +1 $\varnothing 20$ oppure 2 $\varnothing 20$, a seconda dell'appoggio).

2. Travi: armatura a taglio

Il taglio con cui verificare le sezioni e definire le staffe deve essere calcolato a partire dalla resistenza a flessione degli estremi delle travi. Si prenda in esame, ad esempio, la campata 17-18 del telaio 2 *x* al primo impalcato. La luce netta, da filo pilastro a filo pilastro, è 2.70 m. L'estremo sinistro è armato con 3 $\varnothing 14$ +1 $\varnothing 20$ superiori e 3 $\varnothing 14$ inferiori; quello destro con 4 $\varnothing 14$ +1 $\varnothing 20$ superiori e 3 $\varnothing 14$ +1 $\varnothing 20$ inferiori. Poiché la struttura è di classe di duttilità "A" i momenti resistenti, mostrati in Tab. 1, devono essere moltiplicati per $\gamma_{Rd} = 1.2$. Il taglio prodotto dal sisma agente con verso positivo è

$$V_s^+ = \frac{(-192.4 - 97.3) \times 1.2}{2.70} = -128.8 \text{ kN}$$

e quello dovuto al sisma agente con verso negativo

$$V_s^- = \frac{(161.2 + 161.1) \times 1.2}{2.70} = 143.2 \text{ kN}$$

Tab. 4. Taglio resistente per calcestruzzo ed armature

sezione	cot θ	V_{Red} (kN)	V_{Rsd} (kN)				
			$\varnothing 8/8.4$	$\varnothing 8/10$	$\varnothing 8/15$	$\varnothing 8/20$	$\varnothing 8/25$
30×60	1	535.6	234.8	197.2	131.5	98.6	78.9
	2	428.5	469.6	394.4	263.0	197.2	157.8
60×24	1	382.6	83.9	70.4	47.0	35.2	28.2
	2	306.1	167.7	140.9	93.9	70.4	56.3

Il massimo taglio prodotto dai carichi verticali è

$$V_g = \frac{24.8 \times 2.70}{2} = 33.5 \text{ kN}; \quad V_{g+q} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} = 46.1 \text{ kN}$$

rispettivamente per soli carichi permanenti e per carichi permanenti più variabili. Questi valori vanno presi col segno + al primo estremo e col segno - al secondo. In assoluto, il massimo taglio si raggiunge al primo estremo col sisma agente con verso negativo e con i carichi permanenti più variabili e vale

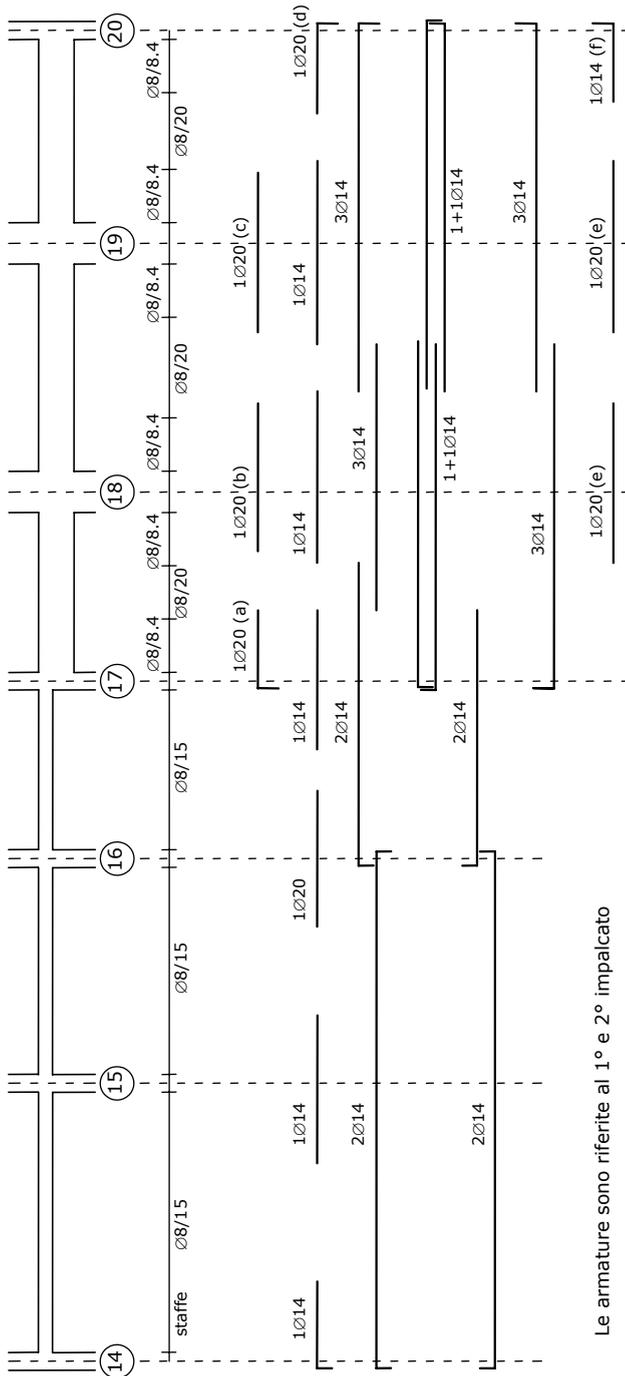
$$V_{max} = 143.2 + 46.1 = 189.3 \text{ kN}$$

È opportuno controllare anche i valori del taglio in assenza di sisma (schema base 1). Come ci si può facilmente aspettare, in questo caso i valori sono nettamente più bassi (95.2 kN) e non vengono presi in considerazione.

Per verificare la sezione e definire l'armatura a taglio si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature, per la trave emergente 30×60 e per la trave a spessore 60×24, con staffe a due bracci (Tab. 4). Si nota immediatamente che nelle zone critiche, assumendo cot $\theta=1$, sarebbero necessari $\varnothing 8/10$. Avendo barre longitudinali di diametro minimo $\varnothing 14$ la normativa impone un passo ancora più piccolo, 8.4 cm. Una staffatura così forte va al di là delle abitudini, ma può essere accettata perché in fondo equivale a mettere una sola staffa in più (nella zona critica che ha lunghezza $1.5 \times 60 = 90$ cm) rispetto alla staffatura, già molto forte ma più consueta, di $\varnothing 8/10$. Nella zona centrale della trave, assumendo cot $\theta=2$, si vede che $\varnothing 8/25$ andrebbero bene solo per una ristretta zona (perché possono portare 157.8 kN e il taglio massimo da sisma vale 143.2 kN). Si preferisce quindi disporre $\varnothing 8/20$ in tutta la parte di campata al di fuori delle zone critiche. Si aggiungono infine, fuori calcolo, una coppia di $\varnothing 14$ di parete (uno per lato).

Nella campata a spessore 16-17 il massimo taglio da sisma vale 31.2 kN e quello da carichi verticali 29.2 kN, per un massimo complessivo di 60.4 kN. Si noti che in questo caso il valore del taglio in assenza di sisma (fornito dallo schema base 1) è 54.5 kN, appena un po' più basso di quello appena calcolato.

La campata a spessore fornisce un contributo veramente basso all'assorbimento del sisma. Non ha quindi senso preoccuparsi delle zone critiche, né porre

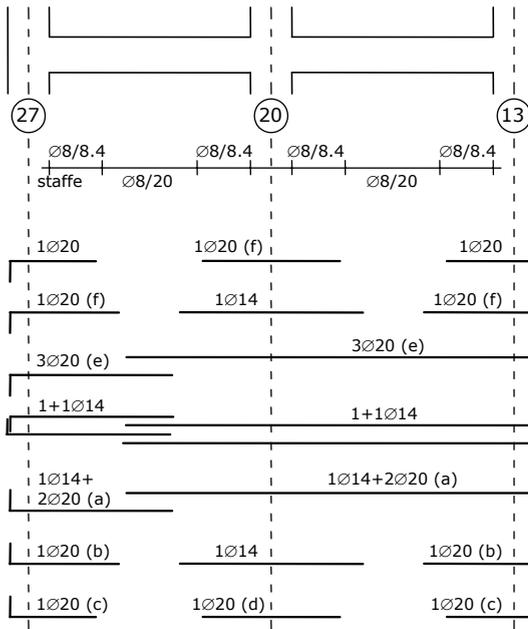


Le armature sono riferite al 1° e 2° impalcato

Ai piani superiori sono così modificate:

impalcato	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
4°	---	---	1Ø14	1Ø14	1Ø14	---
3°	1Ø14	1Ø14	1Ø14	1Ø14	1Ø14	---

Fig. 1. Armatura della trave del telaio 2 x



Le armature sono riferite al 1° e 2° impalcato

Ai piani superiori sono così modificate:

impalcato	(a)	(b)	(c)
4°	2Ø14+1Ø20	1Ø14	---
3°	2Ø14+1Ø20	1Ø20	1Ø14

impalcato	(d)	(e)	(f)
4°	---	3Ø14	1Ø14
3°	1Ø20	1Ø14+2Ø20	1Ø14

Fig. 2. Armatura della trave del telaio 7 y

$\cot \theta=1$. L'unico limite veramente importante da rispettare è $s \leq 0.8 d$. Per questo motivo si disporranno staffe $\text{Ø}8/15$ per tutta la campata. Data la modesta quantità di armatura longitudinale si preferisce realizzare staffe aventi la stessa larghezza di quelle della trave emergente (25 cm) in modo che le armature superiori possano passare senza alcun problema dalla campata 16-17, a spessore, alla 17-18, emergente.

Lo stesso procedimento è stato ripetuto per le travi di tutti i telai. Ad esempio, per il telaio 2 y, che ha sostanzialmente le stesse armature e gli stessi carichi verticali delle campate emergenti del telaio 2 x, si trovano identiche staffe. Nel caso del telaio 7 y (2° impalcato), invece, le armature sono maggiori ed il taglio massimo da sisma è 204.7 kN. Aggiungendo l'effetto dei carichi verticali si arriva a 256.8 kN nella prima campata (che porta lo sbalzo) e 226.9 kN nella seconda (che porta solo la tamponatura). In questo caso, se si usa $\cot \theta=1$ le staffe $\text{Ø}8/8.4$ sono indispensabili nelle zone critiche della seconda campata e addirittura insufficienti in quelle della prima, nella quale si disporranno $\text{Ø}8/7.5$. Nella parte rimanente delle due campate si dovranno disporre $\text{Ø}8/15$.

Le armature longitudinali e trasversali della trave del telaio 2 x sono mostrate nella Fig. 1. Si noti che le barre longitudinali in corrispondenza al pilastro 16 sono ancorate nel pilastro, perché c'è una variazione di asse della trave. Le armature della trave del telaio 7 y sono riportate nella Fig. 2.

3. Pilastri: armatura a pressoflessione

Nel capitolo precedente sono stati riportati e commentati i valori ottenuti in alcune travi combinando gli schemi base. Lo stesso criterio si segue per i pilastri; l'unica particolarità è che per le travi si può quasi sempre dire a priori quale sia la direzione del sisma prevalente più gravosa, mentre per i pilastri è in genere necessario esaminarle entrambe. A titolo di esempio si riportano i valori complessivi ottenuti per il pilastro 20 (Tab. 5). I valori indicati sono riferiti al filo trave, inteso per tutti i pilastri con riferimento alla trave emergente, anche quando nel nodo convergono travi di diversa altezza, emergenti e a spessore. Nel caso della sezione al piede del primo ordine si fa riferimento alla sezione di incastro. In realtà di tutti questi valori servono sicuramente quelli per la testa del pilastro del 5° ordine, quelli al piede del 1° ordine ed i valori dello sforzo normale. Gli altri valori del momento flettente saranno in genere sostituiti da quelli determinati mediante il criterio della gerarchia delle resistenze.

Per applicare il criterio di gerarchia delle resistenze occorrono i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo. I valori relativi

Tab. 5. Pilastro 20, combinazione dei risultati degli schemi base (valori a filo trave)

piano		M_y testa (kNm)	M_x testa (kNm)	M_y piede (kNm)	M_x piede (kNm)	N (kN)
5	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	39.1	-53.7	-35.0	39.2	105.2
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	-2.6	75.6	3.3	-62.3	74.7
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	29.5	124.4	-26.3	-94.7	98.2
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	7.0	-102.5	-5.4	71.5	81.7
4	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	47.9	-93.7	-45.5	70.4	288.7
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	-21.3	115.8	19.0	-91.4	178.1
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	31.4	205.8	-30.1	-158.7	262.6
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	-4.8	-183.7	3.7	137.7	204.2
3	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	60.2	-123.7	-57.7	105.7	492.4
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	-34.8	146.1	33.6	-129.2	260.1
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	37.7	263.3	-36.1	-229.1	437.0
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	-12.4	-240.9	12.0	205.6	315.5
2	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	68.1	-138.7	-69.7	151.3	713.8
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	-44.9	156.2	46.5	-157.9	325.4
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	41.3	288.7	-42.2	-294.0	621.1
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	-18.2	-271.2	18.9	287.4	418.0
1	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	52.3	-107.9	-68.6	231.5	903.0
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	-37.8	106.8	60.0	-231.3	353.5
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	31.1	206.1	-38.3	-444.8	772.1
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	-16.6	-207.2	29.7	445.0	484.4

Tab. 6. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 20 (kNm)

piano		direzione x			direzione y			rip.
		sin	des	ΣM	sin	des	ΣM	
4	M^-_{Rd}	-97.3	---	97.3	-160.0	-160.0	321.2	0.38
	M^+_{Rd}	97.3	---		161.2	161.2		0.62
3	M^-_{Rd}	-128.6	---	128.6	-225.0	-225.0	450.0	0.42
	M^+_{Rd}	97.3	---		225.0	225.0		0.58
2	M^-_{Rd}	-161.1	---	161.1	-289.8	-289.8	547.3	0.46
	M^+_{Rd}	128.7	---		257.5	257.5		0.54
1	M^-_{Rd}	-161.1	---	161.1	-289.8	-289.8	547.3	0.50
	M^+_{Rd}	128.7	---		257.5	257.5		0.50

Tab. 7. Pilastro 20, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)		M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)	
5	48.1	53.7	74.7	105.2	28.5	158.7	81.7	98.2
4	78.4	93.7	178.1	288.7	31.4	258.9	204.2	262.7
3	97.0	123.7	260.1	492.4	37.7	339.3	315.5	437.0
2	113.1	151.3	325.4	713.8	42.2	384.2	418.0	621.1
1 testa	104.7	107.9	353.5	903.0	31.4	355.7	484.4	772.1
1 piede	68.6	231.5			38.4	445.0		

al pilastro 20 sono riportati in Tab. 6. Giusto per verifica si può controllare, ad esempio, che i valori relativi al primo impalcato, direzione x , e al secondo impalcato, direzione y , sono quelli calcolati in precedenza ed indicati rispettivamente in Tab. 1 e Tab. 3. Dai valori riportati si può calcolare il massimo momento resistente che può essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, sommando in valore assoluto il momento positivo dell'una e quello negativo dell'altra (in questo esempio i valori a destra e sinistra in direzione y sono uguali; se fossero diversi si prenderebbe la coppia che fornisce la massima somma). Si ottiene, ad esempio, $\Sigma M_y = 161.1$ kNm e $\Sigma M_x = 547.3$ kNm sia al primo che al secondo impalcato.

La somma così ottenuta deve essere moltiplicata per $\gamma_{Rd} = 1.3$ e ripartita tra il pilastro al di sopra e quello al di sotto del nodo. Seguendo i criteri indicati nel capitolo 7 ed essendo i pilastri tutti uguali si è ritenuto opportuno tener conto solo della variazione del taglio di piano lungo l'altezza; nella ripartizione si sono quindi utilizzati i coefficienti indicati nell'ultima colonna di Tab. 6. Ad esempio, dalla ripartizione fatta per il nodo del secondo impalcato si ottiene $M_y = 96.3$ kNm ed $M_x = 327.3$ kNm al piede del pilastro al terzo ordine e $M_y = 113.1$ kNm ed $M_x = 384.2$ kNm in testa al pilastro del secondo ordine.

In Tab. 7 sono riepilogati i valori da utilizzare per verificare a pressoflessione deviata il pilastro 20 o per progettarne le armature. Per semplicità si fa riferimento in maniera unitaria alle sezioni in testa e al piede di ciascun ordine (tranne che per il primo) riportando i valori peggiori. La tabella contiene due serie di valori. I primi (colonne 2, 3 e 4) si riferiscono a quanto accade per sisma prevalente in direzione x . Il momento M_y è fornito dalla gerarchia delle resistenze; per il momento M_x si è preso il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza all' M_y massimo ed il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nell'altro piano. Come sforzo normale si è indicata la fascia di valori entro cui N varia per questa direzione del sisma (forniti dal calcolo). La seconda serie di valori (colonne 5, 6 e 7) si riferisce a quanto accade per sisma prevalente in direzione y . Questa volta è M_x ad essere fornito dalla gerarchia delle resistenze, mentre M_y è il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza all' M_x massimo ed il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze nell'altro piano. In tabella, sono indicati col carattere normale i valori ottenuti dal calcolo ed in carattere diverso (Arial, corsivo) i valori corrispondenti alla gerarchia delle resistenze.

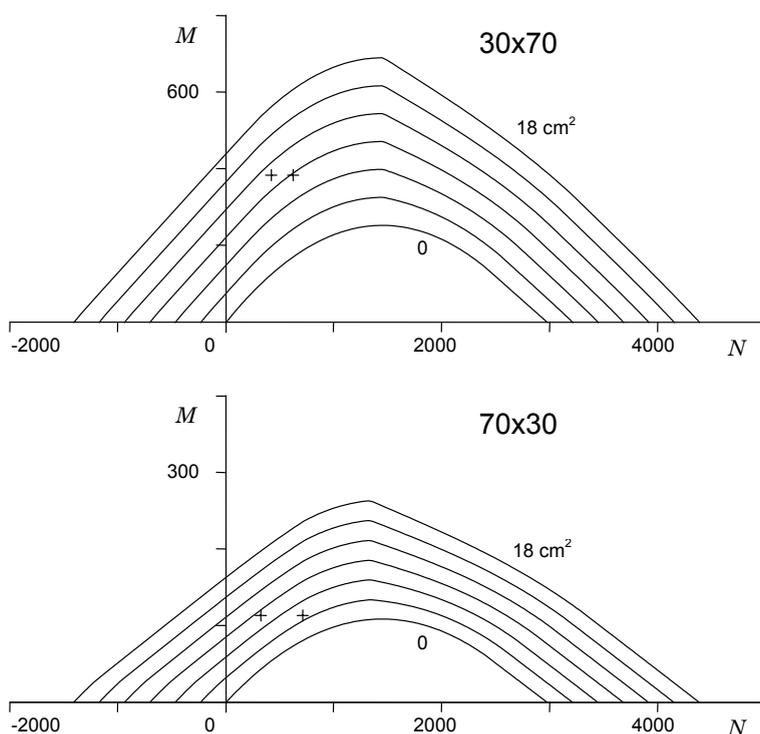


Fig. 3. Domini M - N per pressoflessione retta
(sezione 30x70, calcestruzzo C25/30, acciaio B450C)

Le armature sono state definite in base a questi valori. Più precisamente, le armature sul lato corto e lungo sono state progettate a pressoflessione retta, rispettivamente per i valori massimi di M_y ed M_x , abbondando leggermente e poi sono state controllate a pressoflessione deviata. Per la definizione delle armature si potrebbe operare graficamente, usando i domini $M-N$ mostrati in Fig. 3. Ad esempio, al secondo ordine si ha $M_y=113.1$ kNm, $N=325.4\div 713.8$ kN; riportando tali valori sul diagramma si nota che è più gravoso lo sforzo normale minore e che l'armatura necessaria è circa 8 cm². Nell'altra direzione si ha $M_x=384.2$ kNm, $N=418.0\div 621.1$ kN; anche in questo caso il grafico mostra che è più gravoso lo sforzo normale minore, mentre l'armatura necessaria è ora pari a circa 11 cm². In alternativa si può operare analiticamente, utilizzando le formule riportate nell'appendice del capitolo 7. Si ha:

$$N_{c,\max} = 2975.7 \text{ kN}$$

$$M_{cx,\max} = 250.0 \text{ kNm} \quad M_{cy,\max} = 107.1 \text{ kNm}$$

$$M_{cx(N)} = 116.4 \text{ kNm} \quad \text{per } N = 384 \text{ kN}$$

$$M_{cy(N)} = 43.2 \text{ kNm} \quad \text{per } N = 325 \text{ kN}$$

$$\text{lato corto} \quad A_s = \frac{384.2 - 116.4}{(0.70 - 2 \times 0.04) \times 391.3} \times 10 = 11.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{lato lungo} \quad A_s = \frac{113.2 - 43.2}{(0.30 - 2 \times 0.04) \times 391.3} \times 10 = 8.1 \text{ cm}^2$$

In base a questi valori si possono definire le barre da disporre nella sezione. In questo caso si possono mettere 4Ø20 (12.56 cm²) sul lato corto ed aggiungere 2Ø14 in ciascun lato lungo (che con i Ø20 di spigolo portano ad un'armatura di 9.36 cm² sul lato lungo). Si ha circa un 15% in più di quanto strettamente necessario. Il margine non è molto ed è quindi importante effettuare la verifica a pressoflessione deviata.

Per ciascuna terna $M_{x,Ed}$, $M_{y,Ed}$, N_{Ed} occorre determinare innanzitutto il momento resistente a pressoflessione retta (nei due piani) corrispondente al valore di N_{Ed} . Si è preferito tener conto anche delle armature "secondarie"; pertanto, usando le formule riportate nell'appendice del capitolo 7 si ha:

$$\text{flessione intorno al lato lungo} \quad A_s = 12.56 \text{ cm}^2 \quad A_{s,\text{sec}} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$N_{s,\max} = 1224.4 \text{ kN} \quad M_{s,\max} = 334.7 \text{ kNm}$$

$$\text{flessione intorno al lato corto} \quad A_s = 9.36 \text{ cm}^2 \quad A_{s,\text{sec}} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$N_{s,\max} = 1224.4 \text{ kN} \quad M_{s,\max} = 102.2 \text{ kNm}$$

Considerando una prima terna, $M_y=113.2$ kNm, $M_x=151.3$ kNm, $N=325.4$ kN, si ha per questo valore dello sforzo normale

$$M_{y,Rd} = 162.6 \text{ kNm} \quad M_{x,Rd} = 454.2 \text{ kNm}$$

e la verifica è soddisfatta perché

$$\left(\frac{151.3}{454.2}\right)^{1.5} + \left(\frac{113.2}{162.6}\right)^{1.5} = 0.773 < 1$$

Per la seconda terna, $M_y=42.2$ kNm, $M_x=384.2$ kNm, $N=418.0$ kN, si ha
 $M_{y,Rd} = 169.1$ kNm $M_{x,Rd} = 472.3$ kNm

ed anche questa verifica è soddisfatta perché

$$\left(\frac{384.2}{472.3}\right)^{1.5} + \left(\frac{42.2}{169.1}\right)^{1.5} = 0.858 < 1$$

Si può constatare che in questo caso le verifiche avrebbero avuto esito positivo anche trascurando l'armatura secondaria.

Lo stesso procedimento viene ripetuto per tutti i pilastri. Per avere un'idea di cosa succede in altri casi si riportano i valori relativi al pilastro 18 e al pilastro 27 (Tab. 8 e Tab. 9). Il primo è un pilastro interno, allungato in direzione x e collegato a due travi emergenti mentre in direzione trasversale vi sono solo travi a spessore. È quindi sollecitato a flessione quasi esclusivamente in un piano e lo sforzo normale è scarsamente influenzato dal sisma. Il secondo è invece un pilastro d'angolo che risente in misura notevole della rotazione dovuta alla maggiore deformabilità del lato destro dell'edificio. In esso vi è quindi un

Tab. 8. Pilastro 18, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)		M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)	
5	111.6	8.9	121.4	129.5	33.5	29.6	123.1	127.8
4	182.2	14.6	264.5	277.9	54.7	48.8	267.0	275.4
3	217.6	13.6	412.6	424.2	65.3	45.2	414.0	422.8
2	248.2	14.8	565.0	568.3	74.5	49.2	564.1	569.2
1 testa	229.8	13.7	721.4	732.8	68.9	45.6	723.4	730.8
1 piede	288.8	26.0			149.5	49.3		

Tab. 9. Pilastro 27, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)		M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)	
5	48.1	54.8	41.5	99.2	14.4	95.0	42.2	98.5
4	78.4	85.7	96.3	297.4	23.5	155.1	98.4	295.4
3	97.0	99.5	114.7	528.1	32.9	194.1	118.5	524.3
2	113.2	98.2	102.1	783.7	39.6	226.3	110.0	775.9
1 testa	104.8	62.9	30.6	987.2	31.5	209.5	41.8	976.1
1 piede	75.4	204.9			55.5	392.1		

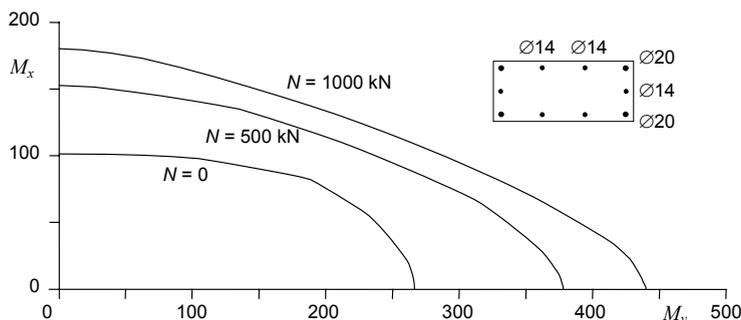


Fig. 4. Dominio M_x - M_y per diversi valori dello sforzo normale (sezione 30×70 , calcestruzzo C25/30, acciaio B450C)

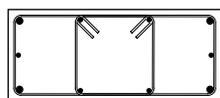
sensibile accoppiamento delle due componenti flessionali e lo sforzo normale subisce variazioni tali rendere quasi nullo in alcuni casi lo sforzo normale.

Si vuole infine far notare che nell'edificio in esame, avendo mantenuto la sezione dei pilastri invariata lungo l'altezza, in molti casi è sufficiente l'armatura minima. Per avere in una sezione 30×70 un'armatura non inferiore all'1% della sezione occorre disporre barre $\varnothing 20$ agli spigoli ed aggiungere $1\varnothing 14$ nei lati corti e $2\varnothing 14$ nei lati lunghi, ottenendo un totale di 21.8 cm^2 . Il momento flettente che può essere portato da una sezione così armata (calcolato in maniera rigorosa) è mostrato in Fig. 4, per tre valori dello sforzo normale. Si vede "a occhio" che momenti M_x fino a 100-150 kNm e momenti M_y fino a 250-350 kNm sono portati agevolmente anche con le armature minime. Le curve mostrano inoltre che la scelta dell'esponente 1.5 è cautelativa, perché per sforzo normale nullo si potrebbe usare anche un esponente maggiore di 2.

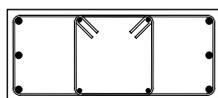
Per concludere si riporta la tabella dei pilastri e le relative sezioni (Fig. 5). In gran parte dei pilastri sarebbe stata sufficiente l'armatura minima, ma si è scelto di aumentarla leggermente ai primi due ordini (anche per un confronto "a occhio" con le armature delle travi). Armature forti si hanno nei pilastri 13, 20 e 27, a causa della rotazione dell'edificio. Un po' di armatura in più è necessaria anche per i pilastri 1 e 3, che alla base possono avere una modesta trazione; la stessa armatura di questi due è stata disposta anche nel pilastro 2. Si nota infine che i momenti flettenti intorno al lato corto sono sempre modesti, anche imponendo la gerarchia delle resistenze. Unica eccezione è il pilastro 24, che presenta travi emergenti ai due lati. Solo per questo l'armatura sul lato lungo è stata portata a $\varnothing 20$ anziché $\varnothing 14$. Ad alcuni piani questa armatura non è sufficiente a garantire la gerarchia delle resistenze, ma si è scelto di non aumentarla ulteriormente perché il pilastro, rispetto al suo lato deformabile, può essere considerato un elemento secondario e quindi non soggetto alla gerarchia delle resistenze. Ciò può essere facilmente dimostrato ripetendo il calcolo con uno schema modificato, in cui tale pilastro è considerato come pendolo.

ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
pilastro	sezione	armatura					
1	70×30	A	A	A	B	C	C
2	70×30	A	A	A	B	C	C
3	70×30	A	A	A	B	C	C
4	30×70	A	A	A	B	B	B
5	30×70	A	A	A	B	B	B
6	30×70	A	A	A	B	B	B
7	30×70	A	A	A	B	B	B
8	30×70	A	A	A	B	B	B
9	30×70	A	A	A	B	B	B
10	70×30	A	A	A	B	B	B
11	70×30	A	A	A	B	B	B
12	70×30	A	A	A	B	B	B
13	30×70	A	A	C	C	D	D
14	30×70	A	A	A	B	B	B
15	30×70	A	A	A	B	B	B
16	30×70	A	A	A	B	B	B
17	70×30	A	A	A	B	B	B
18	70×30	A	A	A	B	B	B
19	70×30	A	A	A	B	B	B
20	30×70	A	A	C	C	D	D
21	70×30	A	A	A	B	B	B
22	70×30	A	A	A	B	B	B
23	70×30	A	A	A	B	B	B
24	70×30	A	A1	A1	B1	B1	B1
25	70×30	A	A	A	B	B	B
26	70×30	A	A	A	B	B	B
27	30×70	A	A	C	C	D	D

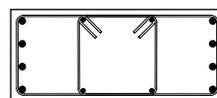
SEZIONI



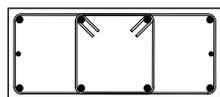
A 30×70
4Ø20 + 6Ø14



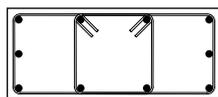
B 30×70
6Ø20 + 4Ø14



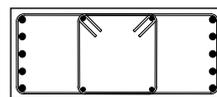
C 30×70
8Ø20 + 4Ø14



A1 30×70
8Ø20 + 2Ø14



B1 30×70
10Ø20



D 30×70
10Ø20 + 4Ø14

Fig. 5. Tabella dei pilastri e relative sezioni

4. Pilastri: armatura a taglio

La resistenza a taglio della sezione del pilastro è notevolmente elevata, anche disponendo le armature minime previste dalla normativa (Tab. 10). Anche nel pilastro 20, che è il più sollecitato, il taglio nel piano di maggior rigidità, calcolato in base ai momenti flettenti indicati in Tab. 7, non raggiunge i 300 kN (o i 390 kN se si considera il fattore di sovrarresistenza). Si decide quindi di disporre in tutti i pilastri una doppia staffa $\varnothing 8/15$, infittita a $\varnothing 8/8.4$ per un tratto di 70 cm alle estremità. In Fig. 6 è mostrata in dettaglio l'armatura di un pilastro.

Tab. 10. Resistenza a taglio del pilastro, per $N=0$

sezione 30×70			sezione 70×30		
staffe	cot θ	V_{Rd} (kN)	staffe	cot θ	V_{Rd} (kN)
$\varnothing 8/8.4$	1.89	522.3	$\varnothing 8/8.4$, 4 br	2.08	453.3
$\varnothing 8/10$	2.11	489.3	$\varnothing 8/10$, 4 br	2.31	423.1
$\varnothing 8/15$	2.50	387.4	$\varnothing 8/15$, 4 br	2.50	305.2

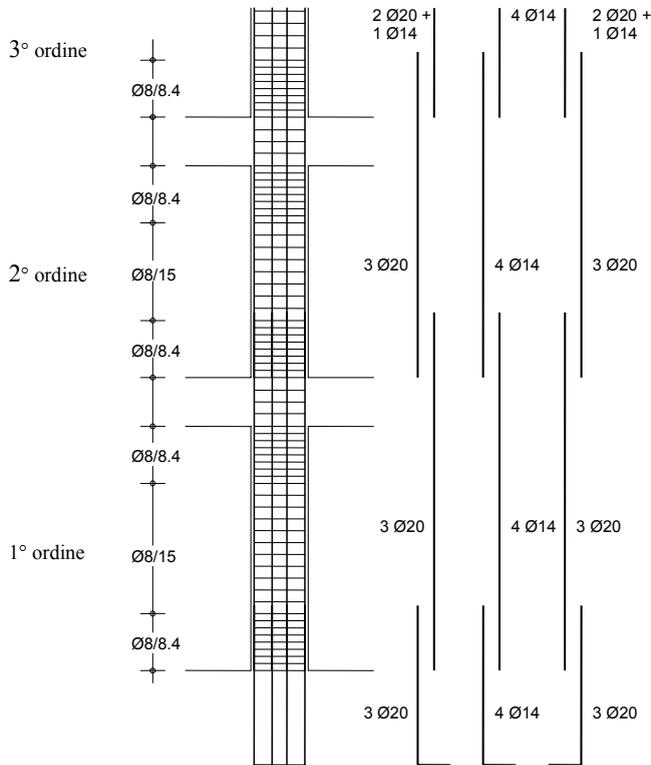


Fig. 6. Armatura di un pilastro tipo

5. Nodi trave-pilastro

I nodi che maggiormente preoccupano sono quelli d'angolo, in particolare quelli dei pilastri 13 e 27 che appartengono al telaio più sollecitato. Si riporta come esempio la situazione del nodo del pilastro 27 al secondo impalcato. L'armatura superiore della trave è costituita da 5Ø20 superiori e 1Ø14 + 4Ø20 inferiori (Tab. 3) cioè rispettivamente 15.7 e 14.10 cm². Il taglio prodotto dal sisma prevalente in direzione x nel pilastro superiore è 100.9 kN mentre lo sforzo normale varia da 101.2 a 541.6 kN. Si ha pertanto

$$V_{jbd} = 1.20 \times 15.7 \times 391.3 / 10 - 100.9 = 636.3 \text{ kN}$$

per sisma agente con verso negativo e $V_{jbd} = 561.2$ kN per sisma agente con verso positivo. Essendo $\eta = 0.432$, $b_j = 30$ cm, $h_{jc} = 62$ cm si ha $v_d = 0.038 \div 0.205$. Il taglio limite per la resistenza a compressione è

$$0.432 \times 14.17 \times 30 \times 62 / 10 \times \sqrt{1 - \frac{0.205}{0.432}} = 825.3 \text{ kN}$$

Il valore del taglio è quindi accettabile. Il taglio limite per la resistenza a trazione è invece, essendo $f_{ctd} = 1.20$ MPa

$$1.20 \times 30 \times 62 / 10 \times \sqrt{1 + \frac{101.2}{1.20 \times 30 \times 62 / 10}} = 269.1 \text{ kN}$$

ed è quindi necessario disporre staffe di contenimento. Essendo $h_{jw} = 52$ cm e $\tau = V_{jbd} / b_j h_{jc} = 3.01 \div 3.42$ MPa, l'area totale A_{sh} di tali staffe dovrebbe essere pari almeno a

$$\begin{aligned} A_{sh} &\geq \left[\frac{(V_{jbd} / b_j h_{jc})^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \right] \frac{b_j h_{jw}}{f_{yd}} = \\ &= \left[\frac{3.01^2}{1.20 + 0.038 \times 14.17} - 1.20 \right] \times \frac{30 \times 52}{391.3} = 16.0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

per sisma agente con verso positivo, che è la condizione più gravosa perché riduce lo sforzo normale. Questa armatura è veramente eccessiva. Si può pensare innanzitutto di aggiungere alla coppia di Ø14 di parete nella trave un'altra coppia in prossimità del nodo, arrivando così a 6.16 cm². Ulteriore armatura sarà costituita da staffe nel nodo, che normalmente sarebbero realizzate con Ø8 (in genere divise in due pezzi ad U, per facilità di montaggio). In questo caso è necessario usare un diametro nettamente maggiore, ad esempio Ø14. Data la quantità di armatura presente, mettere più di tre staffe nel nodo renderebbe problematica l'esecuzione del getto di calcestruzzo e sarebbe quindi controproducente. Si metteranno quindi 3 staffe Ø14, che essendo a due bracci valgono 9.24 cm². In tal modo si raggiunge sostanzialmente il valore richiesto.

6. Dettagli costruttivi

Per concludere è opportuno evidenziare che il calcolo, benché importante, è solo una parte del lavoro del progettista strutturale. La consapevolezza che le analisi riguardano solo un modello e non l'oggetto reale deve portare ad analizzare criticamente il risultato della progettazione. È importante quindi rivedere le tavole progettuali a mente fresca e liberi dai condizionamenti del calcolo, chiedendosi se la struttura sarà veramente in grado di comportarsi come si vorrebbe. Ma è ancora più importante rendersi conto che ciò che affronterà il terremoto non sarà la struttura che si è disegnata ma quella che altri avranno realizzato in base ai disegni progettuali. L'esperienza di tutti i terremoti ha chiaramente mostrato quanto siano dannosi gli errori costruttivi, specie se ripetuti e metodici, che possono portare al crollo anche strutture ben concepite.

La responsabilità dell'esecuzione va, ovviamente, all'impresa e al direttore dei lavori. Ma gli errori in tale fase sono agevolati da un progetto generico e superficiale. E, viceversa, dettagli costruttivi ben studiati possono aiutare ad evitare difetti di realizzazione. Il progettista strutturale deve quindi conoscere la realtà di cantiere e sforzarsi per trovare soluzioni ai problemi ricorrenti, a volte anche andando contro le prassi operative ormai consolidate.

Pur essendo impossibile affrontare questi aspetti in maniera esaustiva, si citano qui alcuni difetti chiaramente evidenziati dai terremoti.

- Le due riprese di getto nel pilastro, all'intradosso e all'estradosso della trave, sono punti estremamente vulnerabili (in particolare la prima), in cui può innescarsi uno scorrimento tra pilastro e trave (specie nei pilastri d'angolo). Il pilastro può “sfuggire” da sotto alla trave che, non più sostenuta, viene giù.
- L'abitudine a piegare “a occhio” le barre del pilastro sottostante prima del getto della trave, in modo da poter poi calare dall'alto la gabbia del pilastro superiore, porta ad un copriferro eccessivo per le armature del pilastro che fuoriescono dal solaio (che sono quelle che devono sopportare le azioni flettenti al piede del pilastro).
- La modalità operativa innanzi citata può essere particolarmente rischiosa in caso di riseghe, cioè di variazione di sezione del pilastro da un piano all'altro. Barre non ben piegate possono restare al di fuori della sezione del pilastro superiore e, in assenza di controllo, essere tagliate senza che vengano presi provvedimenti per sostituirle, lasciando così sguarnita la sezione di base.
- Le staffe nel nodo sono scomode da mettere e quindi, a volte, “dimenticate”, rendendo così il nodo particolarmente vulnerabile.

Pur senza la pretesa di proporre soluzioni “perfette” o di voler imporre nuove regole, si suggerisce una modalità alternativa di realizzazione di pilastri e travi (Fig. 7). In sostanza si propone di invertire la classica rastrematura della gabbia del pilastro, effettuandola nella sua parte inferiore e mantenendo diritte le barre che fuoriescono dal solaio. La gabbia del pilastro sovrastante sarà quindi calata

all'interno (anziché all'esterno) delle armature di attesa. Nella gabbia preparata a piè d'opera saranno già disposte le staffe nel nodo e quelle intorno alle barre di attesa. Ciò ovviamente condiziona l'inserimento delle barre inferiori delle travi, che però è agevole se queste sono realizzate con barre diritte e non molto lunghe, che vanno da mezzeria a mezzeria delle campate (come previsto in Fig. 1 e Fig. 2). Per evitare problemi nei nodi di estremità, dove le barre presentano un ancoraggio a squadra, alcune staffe (A, B) potrebbero essere alloggiate in una posizione provvisoria (vedi figura, nodo di estremità). Si noti poi l'aggiunta di due barre $\varnothing 20$ (C) all'interno del pilastro che fungono da cucitura delle sezioni di ripresa di getto.

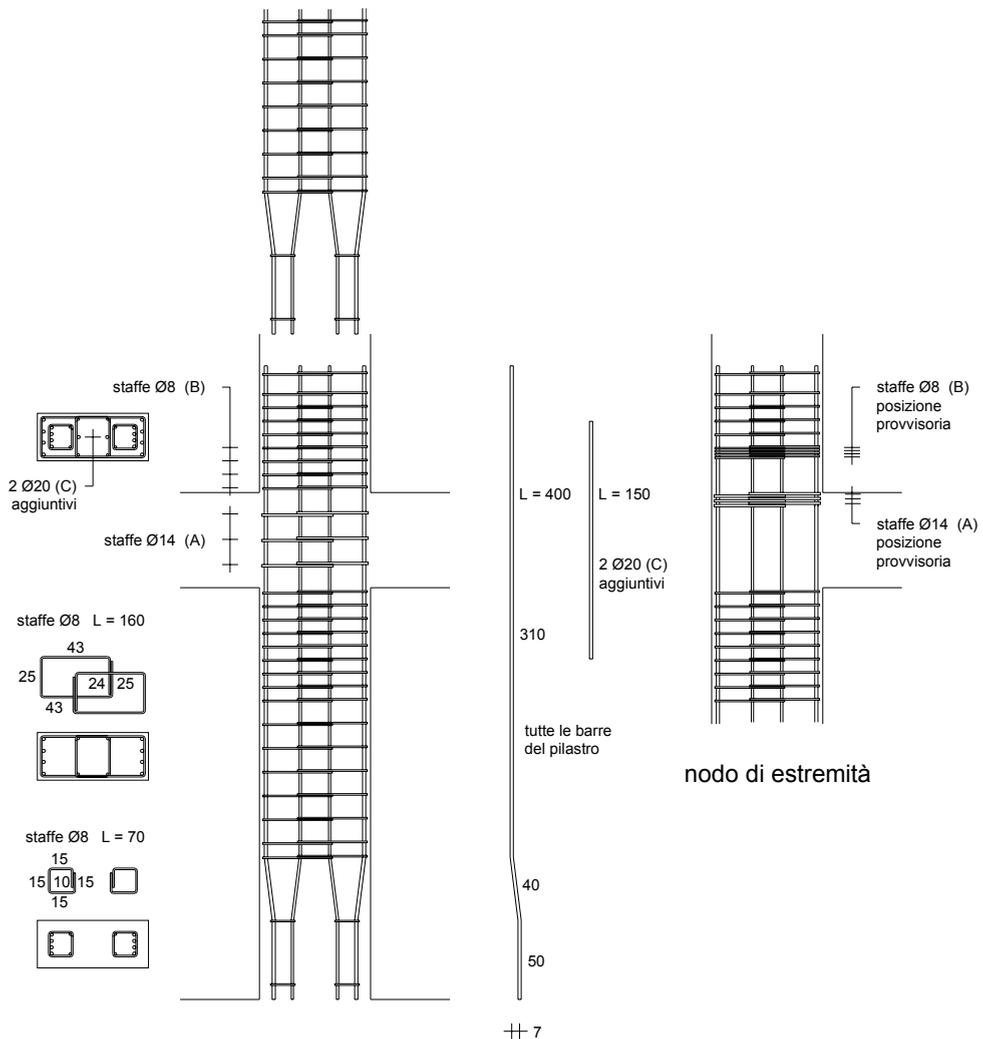


Fig. 7. Dettaglio dell'armatura del pilastro

Appendice – Relazione secondo le indicazioni del capitolo 10 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

Un aspetto molto importante di qualsiasi progetto è l'organizzazione della relazione di calcolo e la validazione dei calcoli eseguiti. Indicazioni in tal senso erano in passato affidate a Istruzioni CNR, in particolare alle Istruzioni 10024/86 "Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo". Oggi queste indicazioni sono inserite direttamente nelle NTC08, come capitolo 10, ed i principi generali indicati in tale capitolo devono quindi essere seguiti in qualsiasi progetto. È però facile constatare che tale capitolo è sostanzialmente una copia delle vecchie Istruzioni CNR; di conseguenza il linguaggio usato e le richieste avanzate non tengono conto dell'enorme evoluzione che si è avuta in questi ultimi venti anni nel settore dell'informatica e del software strutturale.

In questa appendice viene presentata una sintetica relazione, riferita al progetto sviluppato nei capitoli 10, 11 e 12 del presente libro. La relazione è preceduta da commenti e considerazioni sulle indicazioni della normativa. Per distinguere i due aspetti, si è usato per la relazione un carattere corsivo con dimensioni leggermente minori, riservando il carattere standard del testo per considerazioni e commenti.

Il punto 10.1 delle NTC 08 sottolinea che il progetto deve contenere:

- una relazione di calcolo strutturale, che è quella che viene trattata in particolare in questa appendice; la relazione deve contenere una descrizione generale dell'opera, indicazioni sui materiali utilizzati ed una descrizione dei criteri generali di analisi e verifica;
- degli elaborati grafici, che sono riportati nel cd allegati al testo;
- un piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera, che non è stato sviluppato per l'esempio trattato.

Il punto 10.2 delle NTC 08 precisa che "il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità" ed elenca varie indicazioni che devono essere contenute nella relazione:

- tipo di analisi svolta;
- origine e caratteristiche dei codici di calcolo;
- affidabilità dei codici utilizzati;
- validazione dei codici;
- modalità di presentazione dei risultati;
- informazioni generali sull'elaborazione;
- giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Si noti che in questo elenco non è esplicitamente indicato un riferimento al modello utilizzato per il calcolo, indicazione fondamentale per comprendere e vali-

dare il calcolo svolto. Probabilmente questa omissione nasce dal fatto che nel passato parlare di programma di calcolo e di modello era la stessa cosa, perché ciascun programma veniva sviluppato specificamente per un modello strutturale. I programmi che oggi si hanno a disposizione sono invece molto più generali e possono essere usati per modellare una stessa struttura in maniera completamente differente (ad esempio con impalcato rigido oppure deformabile).

Relazione di calcolo strutturale

Il fabbricato preso in esame è destinato ad uso abitativo. Le sue caratteristiche, la sismicità della zona in cui è situato, le caratteristiche meccaniche del suolo in cui deve essere realizzato sono descritte nel paragrafo 2 del capitolo 10 del libro. Nello stesso paragrafo sono indicate le caratteristiche dei materiali utilizzati per la struttura. I carichi unitari utilizzati sono indicati nel paragrafo 1.1 del capitolo 11 del libro.

I criteri utilizzati per determinare i carichi agenti sulle singole travi e le masse dei singoli impalcati sono riportati rispettivamente nei paragrafi 2.2 e 2.3 del capitolo 6. La valutazione di carichi e masse è stata effettuata mediante fogli di calcolo riportati nel cd allegato. I conseguenti valori sono riepilogati nei paragrafi 1.2 e 1.3 del capitolo 11. I valori dell'eccentricità accidentale sono riportati nel paragrafo 1.4 dello stesso capitolo.

Tipo di analisi svolta

Le caratteristiche di sollecitazione prodotte nella struttura dai carichi verticali sono state determinate mediante un'analisi elastica lineare. L'effetto del sisma è stato valutato mediante analisi modale, con sisma diretto secondo i due assi x ed y , rispettivamente orizzontale e verticale rispetto alla pianta dell'edificio. Tale analisi è stata svolta con lo spettro di progetto di normativa, tenendo conto del fattore di struttura q calcolato nel paragrafo 5.1 del capitolo 10. L'effetto dell'eccentricità accidentale è stato valutato mediante un'analisi elastica lineare, applicando coppie pari al prodotto delle forze previste per l'analisi statica (valutate col periodo fondamentale fornito dall'analisi modale) per le eccentricità accidentali.

Sono stati risolti 6 schemi base, secondo quanto indicato nel paragrafo 2 del capitolo 11. Il modello strutturale usato è descritto più avanti, sotto la voce "Codice di calcolo". I risultati ottenuti sono stati combinati in modo da ottenere le massime caratteristiche di sollecitazione su ciascun elemento strutturale, secondo i criteri descritti nel paragrafo 7 dello stesso capitolo. Il progetto-verifica delle sezioni è stato effettuato utilizzando le formule standard della Tecnica delle costruzioni o le formule espressamente indicate dalla normativa, come mostrato in dettaglio nei vari paragrafi del capitolo 12. In alcuni casi per la velocizzazione di tali calcoli sono stati utilizzati fogli di calcolo, che sono riportati nel cd allegato.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani orditi in due direzioni ortogonali, collegati mutuamente da impalcati infinitamente rigidi nel loro piano. Le considerazioni su tale modello sono riportate nel paragrafo 3 del capitolo 11. La validità dell'ipotesi di impalcato infinitamente rigido è in questo caso abbastanza ovvia, data l'uniforme distribuzione degli elementi resistenti; essa è stata comunque saggiata secondo le indicazioni contenute nel capitolo 8. Il collegamento alla fondazione è stato

schematizzato come un incastro; la validità di questa ipotesi è stata saggiata mediante analisi riportate nel paragrafo 8 dello stesso capitolo.

Per la risoluzione dello schema di insieme spaziale di telai piani si è utilizzato il programma Tel2008 (versione ottobre 2008), sviluppato da Aurelio Gherzi. Il programma è di uso libero ed è disponibile, insieme alla relativa documentazione, nel sito del prof. Gherzi: www.dica.unict.it/users/agherzi.

Affidabilità dei codici utilizzati

*Le basi teoriche del codice di calcolo sono riportate nel libro A. Gherzi, R. Coraggio, *Analisi matriciale di strutture intelaiate*, CUEN, Napoli, 1990. Il libro, ormai fuori commercio, è gratuitamente scaricabile dal sito del prof. Gherzi già citato. La documentazione del programma Tel2008 comprende dettagliate indicazioni su come fornire i dati ed interpretare i risultati, nonché esempi svolti che possono essere utilizzati per il controllo.*

Validazione dei codici

Il tipo di modello strutturale utilizzato e la documentazione a disposizione consentono un controllo dettagliato dei risultati e non rendono necessaria altra validazione dei codici di calcolo utilizzati.

Modalità di presentazione dei risultati

L'output del programma riporta dettagliatamente i dati geometrici e di carico ed i risultati ottenuti, ciascuno con le relative unità di misura, consentendo un pieno controllo. Le convenzioni dei segni sono riportate nella documentazione del programma. I diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione per ciascun telaio e ciascuno schema base di carico possono essere visualizzati mandando in esecuzione il programma Tel2008, anch'esso contenuto nel cd allegato. Grafici relativi ai singoli schemi base di calcolo ed alla loro combinazione sono riportati e commentati nel paragrafo 4 del capitolo 11.

Informazioni generali sull'elaborazione e giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

Ancor prima della risoluzione dello schema è stata effettuata una previsione delle massime caratteristiche di sollecitazione in travi e pilastri, utilizzata per giudicare se le sezioni previste fossero sufficienti (paragrafo 5 del capitolo 10). Il confronto di tali valori previsti con quelli forniti dall'analisi effettuata mediante il codice di calcolo mostra una buona rispondenza dei valori. L'esame globale dei risultati dei singoli schemi base di calcolo e della loro combinazione (paragrafo 4 del capitolo 11) mostra un comportamento della struttura sostanzialmente corrispondente alle attese.

Per questo motivo si possono ritenere accettabili i risultati delle elaborazioni svolte mediante il codice di calcolo.

Capitolo 13

ALTRI PROGETTI

1. Progetto di un primo edificio intelaiato in c.a.

1.1. Introduzione

Si raccoglie su cd la documentazione inerente un progetto svolto dall'ing. Fulvio Parisi, nell'ambito del corso di Edifici in c.a. al 2° anno della laurea specialistica in Ingegneria Edile presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Napoli Federico II. Si tratta di un progetto didattico svolto da un giovane allievo sulla base dei principi esposti in questo libro e come tale viene proposto all'attenzione dei lettori. In questo capitolo ci si limiterà ad un sintetico commento del progetto per il cui esame in dettaglio si rinvia direttamente al materiale prodotto dallo studente privilegiando, attraverso anche appunti informali (manoscritti), la documentazione dell'iter progettuale rispetto al progetto grafico completo ed al corredo dei tabulati inerenti la verifica "finale" della struttura.

1.2. Dati generali

L'edificio (Fig. 1) si immagina collocarsi in zona sismica di seconda categoria ($a_g = 0.25$ g) su suolo di tipo B, progettato sulla base della OPCM 3431, attualmente in regime di proroga. Com'è noto l'Ordinanza 3431 è stata superata dalle NTC 08 ma la nuova normativa ha recepito sostanzialmente i contenuti innovativi dell'Ordinanza; si ritiene quindi utile la presentazione del progetto.

In effetti la differenza più rilevante riguarda l'obbligo, secondo le NTC 08, di applicare la gerarchia delle resistenze anche nel caso di Bassa Duttività (adottata in questo caso); si tratta però di un'applicazione molto "leggera" del suddetto criterio perché viene richiesta una sovrarresistenza dei pilastri solo il 10% maggiore rispetto a quella delle travi, sicché la mancata verifica del suddetto criterio non produce effetti rilevanti. In ogni caso rimane immutato l'approccio metodologico al progetto.

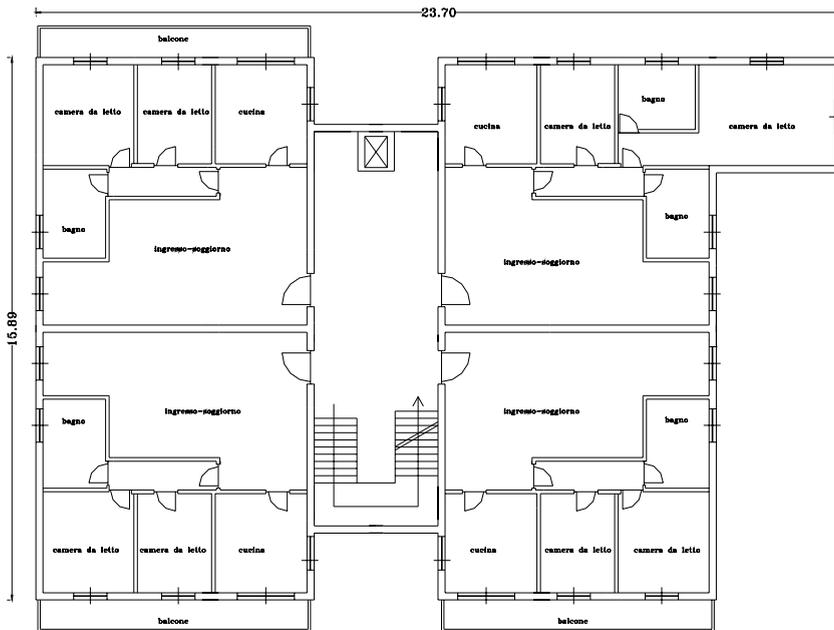


Fig. 1. Primo edificio: pianta del piano tipo

L'edificio, che prevede 6 piani strutturali è stato progettato in Bassa Duttività anche per la presenza di numerose travi a spessore.

Nella Relazione di calcolo si può trovare la normativa di riferimento, i materiali impiegati, la pianta architettonica del piano tipo (priva di pilastri), l'analisi dei carichi generali.

1.3. Impostazione della carpenteria e primo dimensionamento delle sezioni dei pilastri

La carpenteria (Fig. 2) viene organizzata tenendo conto dell'esigenza sia di raccogliere i carichi verticali, sia di creare una serie di telai sismo resistenti nelle due direzioni; l'orientamento dei pilastri associati a travi emergenti è finalizzata a confermare la sostanziale simmetria geometrica della pianta ed a conferire rigidità comparabile in entrambe le direzioni.

La struttura della scala, concepita come una soletta rampante "alla Gilberti", non determina elementi diagonali che interferiscano con le maglie rettangolari dei telai.

Il primo dimensionamento dei pilastri è stato effettuato a "sforzo normale" utilizzando una f_d convenzionale di 4.0 MPa e facendo riferimento alla condizione sismica. Si è quindi effettuata una certa unificazione delle sezioni di calcolo prevedendo al primo ordine tre tipi di sezione (40×80, 40×70, 40×60). È

prevista una moderata risega dei pilastri in elevazione giungendo al 6° ordine a sezioni 30×60.

Nella Relazione di calcolo sono raccolti lo schema di carpenteria, l'analisi dei carichi verticali sui pilastri in condizione sismica e non sismica e la conseguente scelta delle sezioni.

1.4. Prima verifica, armatura dei pilastri e dimensionamento delle travi

Si effettua innanzitutto la determinazione dei pesi sismici di piano e delle corrispondenti azioni orizzontali secondo i criteri dell'analisi statica lineare, nell'ipotesi cautelativa di edificio irregolare in altezza.

Con la modellazione semplificata illustrata nel testo (qui denominata “modello della macromensola”), sono stati valutati i momenti flettenti sismici alla base dei ritri del primo ordine che, associati agli sforzi normali già determinati, consentono una prima verifica ed armatura delle sezioni a presso flessione retta. Si è ritenuta idonea una percentuale di armatura non superiore al 2%. Con il medesimo modello sono state dimensionate le sezioni delle travi emergenti ai vari impalcati giungendo a proporre sezioni che vanno dalla 40×80 al 1° impalcato fino alla 30×60 al 6°.

In questa fase si è tenuto conto anche dell'eccentricità accidentale mediante il coefficiente δ .

Nella Relazione di calcolo: determinazione dei pesi sismici e delle azioni orizzontali, modello della macromensola, sollecitazioni a presso flessione dei pilastri al primo ordine, domini di resistenza delle sezioni adottate (con curve relative all'1% ed al 2%), dimensionamento delle travi emergenti.

1.5. Analisi della struttura con un modello traslante

Nello spirito di un percorso di approfondimento progressivo della struttura in questa fase si è esaminato l'edificio come costituito da due serie disaccoppiate di telai piani orientati nelle due direzioni principali. Ai fini pratici, in previsione della successiva analisi spaziale, si è proceduto a definire la geometria tridimensionale dell'edificio vincolando gli impalcati alla rotazione.

I due sistemi traslanti sono stati esaminati ancora sotto le azioni orizzontali già determinate con i criteri dell'analisi statica lineare.

Numerosi sono gli approfondimenti consentiti da questa analisi:

- confronto tra i momenti flettenti previsti con la cosiddetta macromensola e quelli del telaio traslante; l'esame dei diagrammi evidenzia l'effettivo contributo fornito dagli schemi resistenti e non e l'effettiva posizione dei punti di nullo dei diagrammi dei momenti nei ritri;
- verifica più accurata dei pilastri tenendo conto anche degli incrementi o decrementi degli sforzi assiali dovuti alle forze orizzontali, del 30% dell'azione

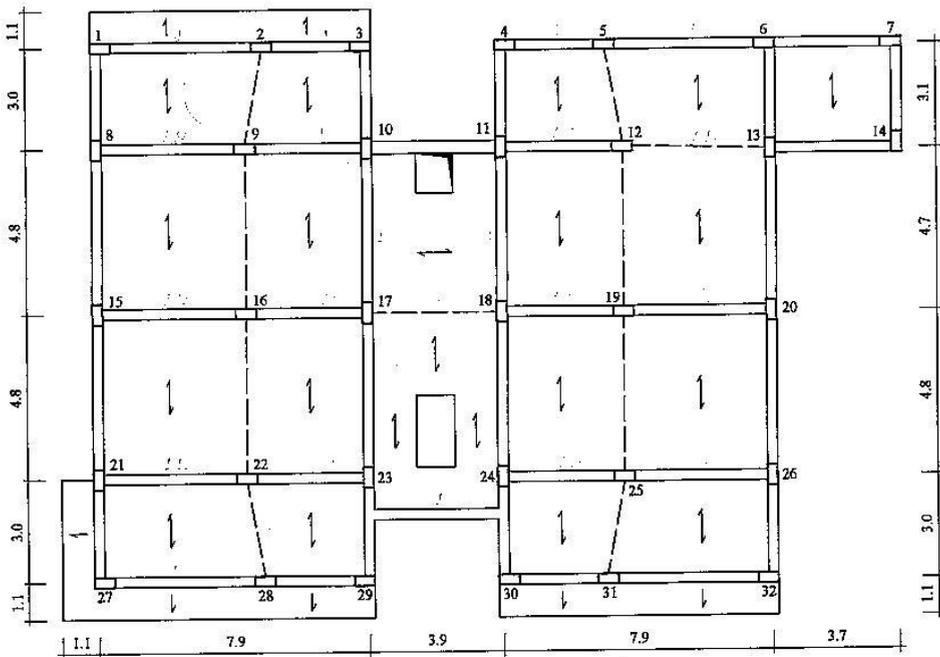


Fig. 2. Primo edificio: schema della carpenteria con numerazione dei pilastri

sismica nell'altra direzione (pressoflessione deviata) e dell'effetto dell'eccentricità accidentale valutato ancora mediante il coefficiente δ ;

- verifica più accurata delle travi valutando anche il momento da carico verticale (diventa necessaria in questa fase una estesa analisi dei carichi sulle travi);
- determinazione delle rigidezze di piano dei singoli telai, intese come rapporto tra il taglio e lo spostamento relativo;
- valutazione della regolarità in pianta ed in elevazione secondo le prescrizioni della normativa (variazioni delle rigidezze e resistenze di piano, etc.);
- determinazione dei baricentri delle rigidezze e delle eccentricità rispetto ai centri delle masse (per una valutazione approfondita della regolarità in pianta);
- verifica allo stato limite di danno (limitazione dello spostamento relativo di piano).

Nel caso in esame questa fase ha confermato le sezioni adottate ed ha evidenziato la necessità di un'analisi modale (conseguente ad una presunta irregolarità in altezza).

L'analisi modale dei due sistemi traslanti svolta in questa fase ha consentito di valutare meglio i periodi principali dell'edificio (fino ad ora apprezzati mediante espressioni approssimate) e di valutare attraverso le masse parteci-

panti la effettiva regolarità in altezza (intesa come netta prevalenza del primo modo di vibrare).

Infatti il primo periodo dell'edificio, valutato inizialmente in 0.7 s trova sostanziale conferma nei periodi dei due modelli traslanti pari a 0.69 e 0.63 s rispettivamente in direzione y ed x . Le masse partecipanti dei modi principali risultano pari al 77% ed al 78%.

Relazione di calcolo: analisi dei sistemi traslanti con relativi diagrammi del momento, analisi dei carichi verticali sulle travi e relative verifiche flessionali, verifiche dei pilastri del 1° ordine anche a pressoflessione deviata, rigidità di piano e verifica della regolarità in elevazione, verifica allo stato limite di danno, principali risultati dell'analisi modale.

1.6. Verifica finale della struttura in elevazione

Il lavoro svolto fino a questo punto ha particolare valore perché documenta il percorso razionale di dimensionamento della struttura; esso tuttavia è destinato a rimanere in gran parte “archiviato” nello studio del professionista. Il progetto ufficiale (che viene tra l'altro depositato al Genio Civile) consiste in una serie di grafici strutturali esecutivi ed una relazione di calcolo che deve dimostrare che la struttura risulti verificata secondo le prescrizioni della normativa. Non viene richiesto che si documenti l'iter progettuale ma le NTC 08 richiedono che si effettui una “validazione del calcolo” mediante modelli semplificati (vedi capitolo 5, par. 4).

Il progetto ufficiale appare quindi quasi come una verifica ex post di una geometria strutturale già predefinita.

Nel caso in esame la struttura si deve considerare irregolare in altezza e regolare in pianta. Si richiede di conseguenza un'analisi modale mentre l'analisi spaziale (qui svolta) non sarebbe obbligatoria. È noto che l'analisi modale spaziale, tenendo conto anche della massa rotazionale, tende ad amplificare gli effetti legati alla rotazione dell'impalcato; nel caso in esame la sostanziale simmetria geometrica e strutturale non lascia temere nei telai di perimetro sollecitazioni maggiori di quelle previste con i modelli statici di predimensionamento.

Il modello tridimensionale della struttura è stato implementato con un noto codice di calcolo (SAP 2000). L'impalcato è stato configurato come un vincolo mutuo (*constraint*) che ne assicura il comportamento rigido nel piano orizzontale (*diaphragm*). L'utilizzo di un programma di calcolo richiede sempre qualche compromesso tra le modalità di informazioni desiderate e quelle disponibili. Nel caso specifico ad esempio bisogna adattarsi alla graficizzazione delle sollecitazioni derivanti dall'analisi modale, prive di segno.

Ai fini di orientarsi nella consultazione dei tabulati di output (*Tables*) è opportuno, nella fase di modellazione del sistema, rinumerare i nodi attribuendo i numeri da 1 a 99 ai nodi alla base del telaio, da 101 a 199 ai corrispondenti al primo impalcato, da 201 a 299 al terzo e così via; in questo modo ad esempio

l'asta che colleghi i nodi 305 e 405, sarà subito individuata come il pilastro 5 al quarto ordine, mentre l'asta tra i nodi 305 e 306 sarà una trave del terzo impalcato tra i pilastri 5 e 6.

Si considerano 6 analisi fondamentali (*Analyses cases*) di cui due dedicate ai carichi verticali rispettivamente in condizione sismica e non sismica:

- 1/a Carichi verticali in condizione non sismica (finalizzati alla verifica delle travi) *Tvertns*
- 1/b Carichi verticali in condizione non sismica (finalizzati alla verifica dei pilastri) *Pvertns*
- 2/a Carichi verticali in condizione sismica (finalizzati alla verifica delle travi) *Tverts*
- 2/b Carichi verticali in condizione sismica (finalizzati alla verifica dei pilastri) *Pverts*
- 3 Azioni modali in direzione x (*modalex*)
- 4 Azioni modali in direzione y (*modaley*)
- 5 Momento torcente aggiuntivo per eccentricità accidentale per sisma parallelo a x (*eccx*)
- 6 Momento torcente aggiuntivo per eccentricità accidentale per sisma parallelo a y (*eccy*).

In effetti le due analisi per carico verticale si sdoppiano entrambe, l'una finalizzata alla verifica delle travi e l'altra a quella dei pilastri. Infatti se massimizziamo il carico verticale sulle travi (tenendo conto dei coefficienti di continuità solaio-trave, degli effetti trasversali dei solai che gravano anche sulle travi parallele ai travetti, degli effetti degli sbalzi laterali etc.) sopravvalutiamo lo sforzo assiale nei pilastri (con conseguenze non necessariamente conservative); viceversa se vogliamo ottenere una valutazione più realistica dello sforzo assiale nei ritti dobbiamo distribuire il carico verticale sulle travi senza tener conto degli effetti della continuità solaio-trave e degli effetti trasversali.

Le combinazioni da considerare (*combinations*) per tener conto dell'azione sismica anche nella direzione ortogonale sono dettagliate nel materiale sul cd. In effetti, poiché il codice di calcolo considera i risultati dell'analisi modale come un involuppo delle sollecitazioni a meno del segno, le 32 combinazioni attese si riducono ad 8.

Per le verifiche rispettivamente delle travi e dei pilastri si è fatto riferimento a due involuppi delle diverse combinazioni, denominate rispettivamente *Tenvxy* e *Penvxy*,

Utilizzando l'involuppo di tutte le combinazioni perdiamo la capacità di individuare le effettive coppie $N-M$; operando a vantaggio di statica potremo considerare solo due terne $N_{\min}-M_{x,\max}-M_{y,\max}$ ed $N_{\max}-M_{x,\max}-M_{y,\max}$.

Il codice di calcolo utilizzato non risulta particolarmente agevole per la verifica ed armatura delle numerose aste del sistema. Infatti alcune "Tables" di

output (che possono essere esportate come fogli excel) riportano le sollecitazioni nelle aste con riferimento alla numerazione assegnata dal programma; per riconoscere effettivamente l'asta sarà necessario incrociare tali informazioni con la *Table* che riporta le connessioni delle aste e quella che definisce le caratteristiche geometriche delle sezioni. Sarà comunque di grande aiuto aver almeno effettuato la rinumerazione dei nodi degli impalcati con i criteri innanzi esposti.

L'utente esperto di excel potrà incrociare tali informazioni tra i vari fogli ed utilizzando delle "macro" effettuare in automatico le verifiche a presso flessione deviata dei pilastri, che costituiscono l'onere computazionale maggiore.

Nel progetto in esame ci si è avvalsi di un programma "artigianale" in Quick Basic che legge le informazioni dai fogli excel trasformati in file di testo ed assegna le armature strettamente necessarie alle verifiche dei ritti partendo da quelle minime regolamentari (1%), con riferimento ad una delle numerose combinazioni ovvero, come nel progetto svolto, all'involuppo *Penxy* precedentemente definito.

Nel materiale archiviato nel cd viene fornito il suddetto programma e più dettagliate istruzioni per il suo utilizzo.

Anche le travi sono state singolarmente verificate ed armate con riferimento all'involuppo *Tenvxy*.

Nella Relazione di calcolo: tabulato sintetico delle verifiche ed armature dei ritti (senza tener conto dell'armatura di parete), verifica ed armatura di una trave, grafici strutturali.

L'analisi del sistema spaziale conferma i periodi principali valutati con i modelli traslanti e si può anche osservare come sia modesto il grado di accoppiamento tra i modi prevalentemente traslativi nelle due direzioni.

Le armature previste nei pilastri appaiono sicuramente gravose; esse possono tuttavia essere considerate ampiamente cautelative perché sarebbe possibile ridurle sulla base delle seguenti considerazioni:

- sono stati considerati i momenti al centro del nodo e non a filo trave, come sarebbe stato lecito fare, ottenendo una riduzione di circa il 20%;
- non è stato considerato il contributo delle armature di parete che nel caso di sforzo assiale massimo e minimo (vedi capitolo 7) danno un contributo notevole;
- si è fatto riferimento ai momenti massimi nei due piani corrispondenti all'involuppo di tutte le combinazioni simiche; una qualche riduzione poteva ottenersi considerando separatamente l'involuppo delle combinazioni con sisma prevalente secondo x e secondo y . Nel caso in esame, a causa del modesto accoppiamento dei modi traslativi secondo le due direzioni, la riduzione sarebbe comunque risultata modesta;
- un'ulteriore riduzione della armatura può ottenersi adottando ferri d'angolo, comuni quindi ai due lati, di grosso diametro (ad esempio $\varnothing 20$ o $\varnothing 22$).

1.7. Il sistema fondale

La struttura in elevazione è stata analizzata considerandola rigidamente incastrata alla base; il sistema fondale da realizzare dovrà quindi possedere requisiti di resistenza e rigidità sufficienti a suffragare le ipotesi di base assunte.

Nel caso in esame il sistema fondale è stato concepito come un reticolo di travi rovesce che costituisce, tra le fondazioni dirette, la tipologia più diffusa anche perché assicura di per se il collegamento in orizzontale tra gli elementi alla base dei ritti, per contrastare possibili spostamenti relativi orizzontali dovuti al moto sismico.

Il modello strutturale utilizza la nota teoria di Winkler della trave elastica su suolo elastico.

Si è effettuata una ripartizione approssimata ma conservativa degli scarichi verticali tra le travi del reticolo; si è individuata la trave più sollecitata e si è proceduto al dimensionamento della sezione corrente con riferimento alla condizione non sismica che, alla luce delle esperienze numeriche secondo la nuova normativa, sembra essere, in termini di massime sollecitazioni locali, più gravosa rispetto a quella sismica. Nel dimensionamento si è tenuto conto della esigenza di rigidità assicurando che l'inerzia della trave di fondazione fosse molto maggiore della somma delle inerzie delle travi in elevazione.

Si è proceduto quindi alla verifica ed armatura di una trave estratta dal reticolo.

È stato infine analizzata l'intera struttura (elevazione + fondazione su suolo elastico) con il medesimo codice di calcolo ottenendo risultati che confermano le precedenti analisi disaccoppiate.

Relazione di calcolo: impostazione del reticolo, ripartizione dei carichi verticali, dimensionamento della sezione corrente, verifica della trave più sollecitata.

1.8. Considerazioni finali

L'esempio presentato in questa appendice può essere interessante perché documenta un progressivo percorso di approfondimento nello studio della struttura. Il passaggio tra i diversi modelli di analisi, via via più complessi e completi, non ha determinato in questo caso variazioni o ripensamenti nelle sezioni dimensionate fin dall'inizio dello studio. È evidente che seppure non ci sia stata stretta necessità di variare le sezioni inizialmente dimensionate una certa ottimizzazione poteva comunque essere perseguita, perché al lavoro di affinamento in pratica non c'è mai fine!

Nel caso specifico, che non dobbiamo dimenticare costituisce comunque una esercitazione didattica, può essere mancato il coraggio di provare a ridurre le sezioni delle travi emergenti, specie al primo impalcato, e ad effettuare qualche ulteriore risega dei pilastri in elevazione per giungere in copertura con ritte 30x50.

Si osserva in generale che i primi modelli di dimensionamento si rivelano cautelativi per quanto attiene la valutazione del momento flettente mentre qualche criticità emerge nei calcoli con modelli più complessi (treni di telai o telaio spaziale) per quanto riguarda le forti variazioni dello sforzo assiale che determinano la decompressione ovvero la trazione in alcuni ritti periferici al primo ordine, con conseguente forte incremento delle armature, seppure solo localmente. Il problema deriva indubbiamente anche da alcune posizioni innovative della nuova normativa; infatti, rispetto alla precedente, non solo ci troviamo ad equilibrare azioni orizzontali generalmente maggiori ma, specialmente, consideriamo il loro effetto in presenza di carichi verticali ridotti.

Nella verifica finale si evidenzia infatti che in diversi ritti di perimetro (pilastri 1, 3, 4, 7, 14, 27, 29, 30, 32) la decompressione è tale da mandare in leggera trazione i suddetti pilastri al primo ordine, con conseguente necessità di incrementare le armature.

Tale problema poteva in realtà essere previsto già in sede di dimensionamento con i criteri illustrati nel capitolo 5. Ad esempio per il pilastro 3, collegato in direzione x con una trave emergente corta, l'applicazione del cosiddetto modello locale avrebbe portato alla seguente previsione.

Considerando i momenti globali nei nodi della “macromensola” e dividendo i suddetti momenti per i 29 innesti resistenti presenti nella direzione x , otteniamo i momenti flettenti nelle travi corte (complessivamente circa 1140 kNm); dividendo tale valore per la metà della luce della trave ($l = 2.80$ m) otteniamo la somma dei tagli nelle travi che esprimono (a meno del segno sempre invertibile) l'escursione di sforzo assiale nel ritto ($\Delta N = \pm 814$ kN). Tale previsione, che si sarebbe rivelata sufficientemente realistica, avrebbe indotto in sede di dimensionamento ad aumentare la sezione dei ritti più esposti a tale fenomeno ovvero a sostituire le travi emergenti corte con travi a spessore (ma solo ai piani superiori al primo in maniera da ridurre i decrementi assiali senza rinunciare agli schemi resistenti indispensabili al primo piano).

È utile a questo punto anche chiedersi cosa sarebbe cambiato se il progetto fosse stato svolto secondo le NTC 08. Numerose sarebbero le “piccole” differenze legate all'uso di parametri leggermente diversi nell'ambito delle diverse “regole applicative”, a cominciare dalla caratterizzazione sismica del sito basato su criteri di microzonazione invece delle macrozone tradizionali. Al di là di queste differenze tuttavia rimarrebbe confermato l'approccio metodologico.

La differenza più rilevante, come già evidenziato in precedenza, consisterebbe nell'applicazione della gerarchia delle resistenze anche in caso di CD “B”. Volendo ad esempio applicare al progetto svolto i requisiti di gerarchia richiesti dalle NTC 08 in CD “B” dovremmo variare il percorso illustrato nel modo seguente.

Già in sede di dimensionamento sarebbe stato necessario incrementare i momenti previsti nei pilastri (ad esclusione di quelli alla base dei ritti del primo

ordine ed in testa a quelli dell'ultimo) di un fattore prudenzialmente superiore a quello richiesto per la sovrarresistenza dei ritti (ad esempio 30% in CD "B" e 50% in CD "A").

Anche la verifica finale del sistema spaziale andrebbe quindi svolta con sollecitazioni dei pilastri opportunamente maggiorate ma non potrebbe costituire l'ultimo passo dell'iter progettuale. Infatti occorrerebbe precisare in via esecutiva l'armatura nelle travi per determinarne gli effettivi momenti resistenti e procedere quindi alla effettiva armatura dei pilastri secondo i criteri della gerarchia delle resistenze, così come in dettaglio esposto nel capitolo 7 ed esemplificato nel capitolo 12. Non sarebbe quindi da escludere in questa fase qualche ulteriore modifica alle sezioni adottate.

Per quanto riguarda il sistema fondale dobbiamo osservare che le NTC 08 non incoraggiano l'analisi del sistema complessivo (fondazione + telaio) in quanto le travi di fondazione (sempre in ossequio al principio gerarchico delle resistenze) andrebbero verificate non per i momenti di calcolo trasmessi dai pilastri ma per quelli resistenti (ovvero quelli di calcolo opportunamente maggiorati). L'analisi del modello complessivo non potrebbe quindi essere adottato per la verifica delle fondazioni ma solo come strumento di validazione della ipotesi di incastro assunta per i telai.

Nel materiale archiviato sul cd vengono anche riportati i tabulati di dimensionamento delle armature nei ritti secondo la OPCM 3431 e le NTC 08 tenendo conto, in entrambi i casi, delle armature di parete.

2. Progetto di un secondo edificio intelaiato in c.a.

2.1. Introduzione e dati generali

Anche il secondo progetto, commentato in questo capitolo con rinvio al materiale documentale archiviato su cd, si riferisce ad una analoga esperienza didattica condotta dagli ingegneri Viviana Novelli e Gaetana Pacella. Anche in questo caso si tratta di un edificio di 6 piani in zona sismica di seconda categoria su suolo B, progettato in bassa duttilità secondo l'OPCM 3431. L'iter progettuale percorso è evidentemente lo stesso dell'esempio precedente perciò in questo caso si preferisce commentarne aspetti diversi ed egualmente importanti.

2.2. La rappresentazione grafica del progetto strutturale esecutivo

La filosofia sismica che "scommette" sulla duttilità del sistema strutturale per superare eventi eccezionali come il terremoto di alta intensità rende così importanti i particolari costruttivi che si potrebbe affermare che ad un progetto so-

stenuto da un'analisi teorica approfondita ma privo, nella fase progettuale grafica e nella esecuzione, di grande attenzione ad alcuni particolari sia sicuramente preferibile un progetto addirittura approssimato nella fase di calcolo ma rigoroso nella cura dei particolari.

In generale la eseguibilità del progetto si misura sulla base del dettaglio della rappresentazione grafica, sicché l'invito che qui si rivolge alla cura di questo aspetto influisce innanzitutto sulla qualità del prodotto che esce dagli studi professionali perché elimina incertezze incomprensioni ed inconvenienti nella fase realizzativa che si traducono quanto meno in un aggravio economico. Nel caso sismico inoltre tale aspetto diviene per così dire di vitale importanza.

Questa esigenza peraltro contrasta con la tendenza ad utilizzare software specialistico che fornisce anche un output grafico che difficilmente potrà assicurare il grado di dettaglio necessario, se non attentamente controllato, ritoccato ed integrato dal progettista.

La supervisione del progettista esperto sembra infatti allo stato attuale indispensabile; egli infatti deve contemperare l'esigenza di assegnare idonee armature negli elementi con le difficoltà di montaggio; ad esempio chiedere la

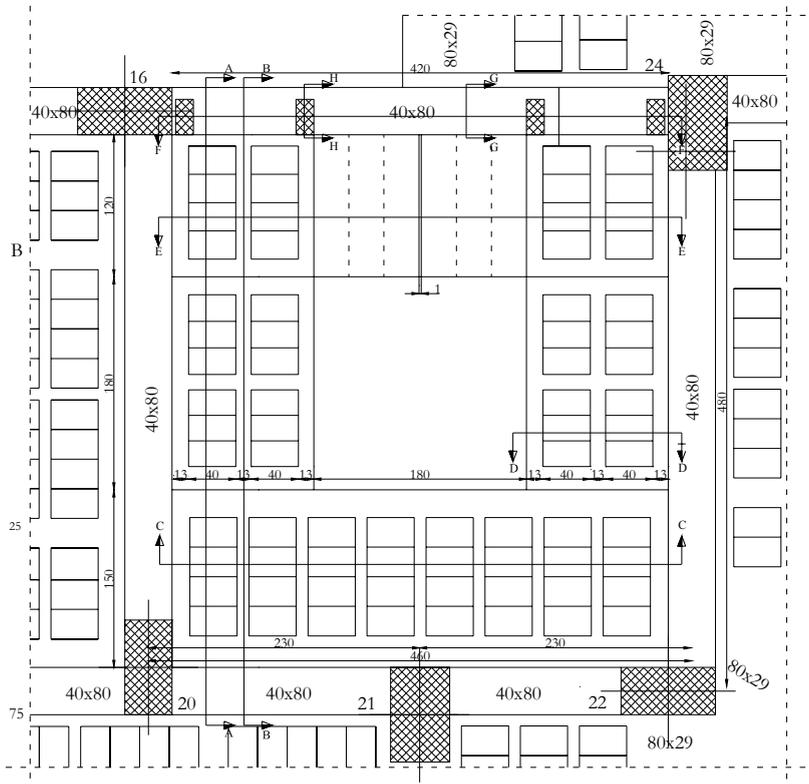


Fig. 3. Secondo edificio: stralcio di carpenteria della scala

staffatura dei pilastri nei nodi d'intersezione con le travi con staffe chiuse potrebbe rivelarsi controproducente (c'è il rischio che non riescano a montarle!) mentre appare più saggio disegnare idonee staffe aperte ma con ampie sovrapposizioni da disporre in tali zone. Ulteriori difficoltà emergono in fase realizzativa quando il progettista non tenga conto della tridimensionalità del sistema; infatti le armature che appaiono facilmente montabili con riferimento alla rappresentazione di una singola trave possono rivelarsi problematiche se si considerano gli incroci con gli altri elementi strutturali.

2.3. Le principali tavole strutturali

I disegni strutturali riportati nel cd costituiscono la risposta di giovani ingegneri a questo messaggio di attenzione e, pur tenendo conto della inesperienza e dei possibili errori, può essere utile al lettore di questo libro esaminarli.

La rappresentazione delle carpenterie con il dettaglio dei laterizi costituisce indubbiamente un "lusso" che pochi progettisti concedono ai loro clienti; tuttavia questa rappresentazione consente di disciplinare compiutamente gli effetti trasversali nei solai con nervature ortogonali alla direzione dei travetti, organizzare complessivamente le fasce piene e semipiene, i ribassamenti i piccoli fori per il passaggio degli impianti, etc.

Alcune tavole sono dedicate ad ulteriori particolari di carpenteria: sbalzi laterali e d'angolo, foro; in quest'ultima tavola si richiama l'attenzione sulla sagomatura delle armature dei travetti "interrotti" che devono innescare il funzionamento torsionale delle travi che perimetrano il foro.

Due tavole sono dedicate a schemi di solaio; sono in dettaglio disciplinati gli interferri ed i copriferri che nello spessore ridotto della soletta richiedono una qualche attenzione, le staffette di sollevamento nei travetti, etc. Questi ed altri particolari sono qualificanti e non potrebbero essere correttamente indicati ove si decidesse, come spesso avviene, di rappresentare direttamente le armature dei solai nella carpenteria schematica dell'edificio.

La tavola dedicata alla scala (Fig. 3 e Fig. 4) rappresenta uno schema di soletta rampante alla Giliberti applicata, insolitamente, ad uno schema a tre rampe.

Viene esemplificativamente dedicata una tavola alla rappresentazione di una singola pilastrata. Questo grado di dettaglio, nella prassi comune riservato solo alle travi, è in realtà particolarmente qualificante. La tavola consente di rappresentare il dettaglio delle armature del pilastro dalla fondazione alla copertura e di conseguenza, i ferri di attesa dalla fondazione, la ripresa delle armature ai vari ordini con la disciplina delle idonee sovrapposizioni, la ripresa delle armature in corrispondenza delle riseghe, etc. Sono rappresentate le staffe chiuse ai vari ordini corredate di idonei ganci, completate con la presenza dei tirantini, le staffe aperte alternate nei nodi, la disposizione delle armature con riferimento alle varie sezioni orizzontali. I particolari legati alla continuità del-

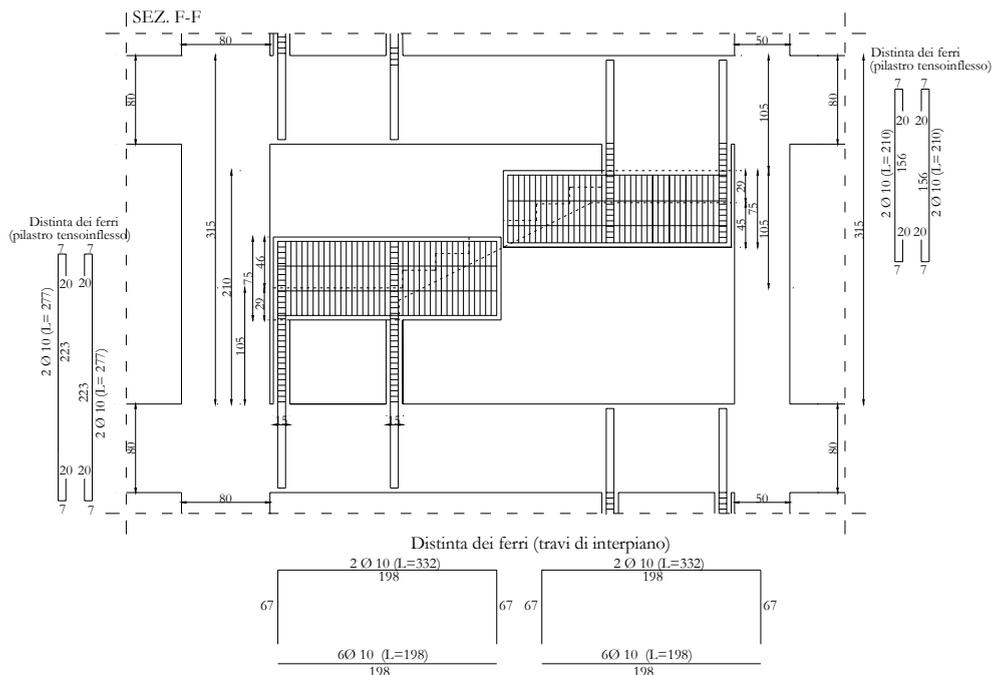


Fig. 4. Secondo edificio: dettaglio delle travi che reggono la scala

le armature longitudinali ed alla staffatura costituiscono i particolari di maggior valore sismico.

Alcune tavole sono dedicate ad esempi di travi particolarmente impegnate sismicamente (piani bassi) o soggette anche a rilevanti carichi verticali; anche in questo caso sono i dettagli legati alle staffature (passo e sagomatura chiusa con ganci) ad essere significativi, oltre all'adozione di armature di parete, non espressamente previste dalle prescrizioni normative.

Una tavola infine è dedicata ad una trave di fondazione di sezione a T rovescia piuttosto snella ma ben armata anche in parete.

