GENNAIO
FEBBRAIO
2005

COSTRUZIONI METALLICHE

ANNO LVII

ARCHITETTURA ■ REALIZZAZIONI ■ INGEGNERIA ■ RICERCA ■ COSTRUIRE IN EUROPA

Rivista bimestrale dei Tecnici dell'Acciaio

ACAI SERVIZI SRL

Poste Italiane spa
spedizione in
abbonamento postale
D.L. 353/2003
(conv. in L. 27/02/04 n.46)
art 1, comma1
DCB Venezia
Contiene I.P.

L'aggiornamento della normativa per la progettazione delle strutture in zona sismica è un tema di grande attualità. Per comprendere le motivazioni alla base delle recenti proposte di modifica, può essere utile inquadrare lo stato attuale della normativa italiana sia all'interno del suo sviluppo storico sia nel contesto internazionale.
In tale spirito, nella presente nota viene fornita una sintesi generale sull'evoluzione dei codici sismici con riferimento in particolare alle strutture metalliche, per le quali solo recentemente sono state proposte, in ambito nazionale, regole di progettazione specifiche.

The updating of seismic design codes is an in-fashion topic. In order to understand the reasons which the recent revision proposal are based on, it can be useful to outline the situation of the Italian seismic codification in its historical and international development. In this perspective a general framework of the evolution of seismic codes is presented in this paper with particular regard to steel structures, for which specific national design rules have been only recently introduced.

L'evoluzione della normativa sismica

The evolution of seismic design codes

Raffaele Landolfo

Memoria presentata in occasione del convegno "L'acciaio nelle costruzioni in zona sismica". Napoli, 6 giugno 2003.

1. IL RISCHIO SISMICO ED IL QUADRO NORMATIVO

Tra le molteplici azioni che con accertata probabilità sollecitano un sistema strutturale durante la sua vita di progetto, i terremoti rappresentano senza dubbio gli eventi più pericolosi e devastanti per numero di vittime e danni arrecati (**fig. 1**).

Fig. 1 - Percentuale di vittime dovute a disastri naturali nel XX sec

Le azioni sismiche, che possono essenzialmente essere considerate come forze d'inerzia generate da una storia di accelerazioni trasmesse attraverso l'interfaccia terreno-fondazione, determinano infatti nelle costruzioni, normalmente progettate e concepite per resistere ad azioni gravitazionali di tipo statico, regimi di sollecitazioni di tipo dinamico. Tali sollecitazioni, per terremoti particolarmente intensi, possono portare al collasso i manufatti, causando purtroppo la perdita di numerose vite umane (**fig. 2**).
I terremoti interessano gran parte del territorio mondiale; anche l'Italia non sfugge alla violenza degli eventi sismici che, per la loro frequenza, sono ormai diventati una vera e propria emergenza nazionale, tanto da far parlare apertamente di "Rischio Sismico".
Per far fronte al quadro catastrofico che si è delineato negli ultimi decenni e tentare quindi di ridurre in modo significativo il rischio sismico, si è concordi nel ritenere che una moderna strategia di prevenzione debba necessariamente essere basata su un approccio unitario che contempli rispettivamente:
1. La classificazione sismica del territorio;
2. La progettazione antisismica delle nuove costruzioni;
3. L'adeguamento degli edifici esistenti.
La prima procedura è volta a stimare, su basi probabilistiche, le azioni sismiche e la loro distribuzione sul territorio nazionale (macro-zonazione), ovvero la pericolosità associata a ciascuna zona sismica. La progettazione di nuove strutture e l'adeguamento del patrimonio edilizio esistente sono invece rivolte alla riduzione della vulnerabilità del costruito nei confronti dell'azione sismica.
È evidente che un siffatto approccio, anche in relazione alle sue ricadute in termini sociali ed economici, non può essere lasciato al libero arbitrio dei progettisti ma debba necessariamente essere inquadrato in specifici ambiti normativi.
D'altra parte, il legame funzionale tra evento sismico e normativa è testimoniato dall'analisi storica, che dimostra inequivocabilmente come le norme di progettazione antisismica sono qua-

si sempre scaturite e si sono progressivamente evolute a seguito di terremoti particolarmente devastanti, instaurando una palese relazione causa-effetto tra evento sismico e norma corrispondente (**fig. 3**).

In relazione a tale processo evolutivo ed alla natura stessa delle indicazioni contenute nei codici che si sono via via susseguiti, si può stabilire una classificazione convenzionale, e per quanto possibile cronologica, delle norme di progettazione antisismica così articolata:

- *Norme di I generazione* (fino al 1960): norme puramente prescrittive;
- *Norme di II generazione* (dal 1960 al 1980): norme prestazionali a singolo livello;
- *Norme di III generazione* (dal 1980 al 2000): norme prestazionali a doppio livello;
- *Norme di IV generazione* (successive al 2000): norme prestazionali multilivello.

I codici appartenenti alle prime due generazioni, la cui importanza è soprattutto relegata a considerazioni di tipo storico, sono caratterizzati dalla contemporanea presenza di indicazioni di natura prescrittiva associate a raccomandazioni di natura prestazionale a singolo livello. In pratica si cerca di controllare unicamente la prestazione al collasso del sistema per terremoti particolarmente violenti (terremoti rari), valutando convenzionalmente la resistenza con il *Metodo delle Tensioni Ammissibili* (MTA).

Lo stato attuale della codificazione è invece rappresentato dalle norme di terza generazione, basate su un approccio prestazionale a doppio livello e nelle quali la sicurezza strutturale è valutata attraverso il *Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite* (MSSL).

Le norme di quarta generazione rappresentano la naturale evoluzione della filosofia di progetto agli stati limite e costituiscono la punta più avanzata nel panorama della progettazione antisismica. Esse si basano su un approccio multilivello implementato attraverso una metodologia nota come *Performance Based Design* (PBD). Il metodo consiste nella scelta di un appropriato criterio di progetto tale da garantire, per uno specifico livello d'intensità sismica, che con assegnate probabilità il sistema non risulti danneggiato oltre certi valori limite, rappresentativi di opportuni livelli prestazionali.

Fig. 2 - L'azione sismica ed i suoi effetti

Fig. 3 - Esempi di relazione causa-effetto tra evento sismico e norma corrispondente

a) Classificazione del 1981

b) Classificazione attuale

Fig. 4 - Classificazione del territorio sismico nazionale

1.1 LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO

Prima di entrare nel merito dei contenuti delle diverse norme, appare quanto mai opportuno un breve cenno alla problematica della classificazione sismica del territorio, anche in considerazione delle sue ricadute sulla progettazione. È ben noto che un evento sismico, non essendo prevedibile con precisione nei tempi e nei modi, solleva un problema di tutela della pubblica incolumità cui lo Stato deve farsi carico. In una tale prospettiva, come già precedentemente sottolineato, il primo passo da compiere è capire bene dove il fenomeno si può manifestare e con quale livello di pericolosità. Tale riconoscimento, in Italia come in altri Paesi, avviene mediante una *classificazione* del territorio adottata dallo Stato ed inserita in un documento avente carattere normativo.

L'analisi storica evidenzia come la classificazione sismica del territorio in Italia sia stata, fino al 1980, episodica. Infatti a partire dal 1909, in seguito al terremoto catastrofico di Messina, iniziarono di volta in volta ad essere inseriti in zona sismica i comuni che subivano danni significativi per effetto degli eventi sismici che si susseguivano.

Solo a seguito del terremoto del Friuli del 1976 furono attivati studi sistematici per la valutazione della pericolosità sismica del territorio italiano, basati su un catalogo di terremoti relativo a diversi secoli addietro e su un approccio probabilistico scientificamente valido. Fu così che il territorio italiano classificato in zona sismica, che nel 1980 copriva circa il 25% dell'intero territorio italiano, con la riclassificazione del 1981 arrivò al 45 % circa (**fig. 4a**).

Nel frattempo si sono ulteriormente sviluppati gli studi sulla sismicità storica e sulla conoscenza delle zone sismogenetiche italiane, così che recentemente si è proceduto alla classificazione dell'intero territorio nazionale che ha comportato un nuovo incremento delle zone a maggior rischio sismico (**fig. 4b**). In pratica, se si escludono le zone a bassissima sismicità, definite come zone di IV categoria, è stato dichiarato sismico ben il 67% del territorio nazionale, con un incremento di oltre il 22% rispetto alla precedente classificazione.

Fig. 5 - Modello qualitativo e quantitativo delle azioni sismiche, secondo il R.D. n. 193 del 18 aprile 1909 (a) ed il D.L.L. n. 1526 del 1916 (b)

2. LE NORME DI I GENERAZIONE

Sono convenzionalmente considerate norme di prima generazione quelle emanate fino al 1962. Con riferimento alla normativa sismica nazionale rientrano ad esempio in questa categoria:

· le Istruzioni per la ricostruzione di Reggio Calabria del 1784;
· il R.D. n.193 del 1909;
· tutte le norme intermedie tra il 1909 ed il 1962, come il D.L.L. n.1526 del 1916 ed il R.D. n. 431 del 1927;
· la Legge n. 1684 del 1962.

Tali norme erano principalmente basate su un approccio di tipo prescrittivo, ovvero sulla definizione di una serie di indicazioni progettuali da rispettare per ridurre la vulnerabilità delle costruzioni. Le azioni che riproducevano convenzionalmente l'effetto del sisma venivano simulate esclusivamente attraverso forze sta-

tiche equivalenti, determinabili sulla base di una classificazione in macrozone sismiche del territorio italiano che, come già precedentemente sottolineato, fu avviata proprio in questo periodo.
Le direttive contenute nei codici di prima generazione erano rivolte principalmente agli edifici in muratura, che costituivano la stragrande maggioranza del patrimonio edilizio. Ad esempio, nelle Istruzioni per la ricostruzione di Reggio Calabria a seguito del terremoto del 1783 si fornivano alcune norme di edificazione necessarie a garantire: la regolarità strutturale (*aspetto dell'edificio semplice ed elegante*), la riduzione delle sollecitazioni e delle spinte (*altezza limitata a due piani fuori terra e divieto di balconi e cupole*), un comportamento scatolare (*fasciatura di ferro*) e la riduzione delle eccentricità tra baricentro delle masse e rigidezze (*scala centrale*).
Un'interessante applicazione delle suddette indicazioni progettuali è rappresentata dalla Casa Asteroidale di Francesco Ruffolo, per la quale fu anche realizzato una sorta di "isolamento sismico", poggiando le fondazioni su un'ampia e solidissima platea fortemente levigata, in modo da favorirne gli slittamenti in caso di terremoto.
Il R.D. n.193 del 18 aprile 1909, emanato a seguito del terremoto di Messina del 1908, può essere considerato a tutti gli effetti come la prima normativa sismica in Italia. In tale codice, infatti, venne per la prima volta introdotta una modellazione qualitativa delle azioni sismiche, costituita da un sistema di forze verticali ed orizzontali che simulavano, rispettivamente, la componente sussultoria ed ondulatoria dei terremoti (**fig. 5a**).
Le azioni presentavano la stessa intensità a tutti i piani ed erano espresse in funzione dei carichi verticali attraverso due coefficienti, definiti come C_h e C_v. Tra le principali indicazioni di carattere prescrittivo introdotte dal R.D. del 1909 al fine di garantire una maggiore resistenza delle costruzioni nei confronti dei terremoti, vi erano poi limitazioni sulle altezze (10 m) e sul numero di piani degli edifici (due piani; un solo piano per gli edifici in muratura di pietra listata).
La quantificazione delle azioni sismiche avvenne ad opera del D.L.L. n.1526 nel 1916. Le azioni sussultorie verticali venivano infatti modellate incrementando il peso sismico del 50%, mentre le forze orizzontali, da introdurre nei calcoli per simulare le sollecitazioni prodotte dal moto ondulatorio, erano pari ad un ottavo e ad un sesto del peso, rispettivamente per il piano terreno e per il piano superiore degli edifici (**fig. 5b**).
Con il Regio Decreto n.431 del 1927 venne invece introdotto il concetto di zona sismica ovvero di macrozonazione del territorio nazionale, suddiviso in modo empirico in due zone (prima e seconda categoria) a ciascuna delle quali competevano diverse forze sismiche di progetto.
Le leggi che seguirono apportarono tutta una serie di modifiche e prescrizioni aggiuntive, tra le quali le più significative furono quelle sui limiti in altezza delle costruzioni e quelle sul valore delle azioni sismiche orizzontali. In particolare il R.D. n. 640 del 1935, con riferimento al primo aspetto, stabiliva i seguenti nuovi limiti di altezza: 16 m - 4 piani (oltre il cantinato) in prima categoria; 20 m - 5 piani in seconda categoria. Per il calcolo delle forze orizzontali veniva invece fornito un coefficiente di intensità sismica pari a 0.1 e 0.07, rispettivamente in prima e seconda categoria, da considerarsi costante su tutta l'altezza dell'edificio. Inoltre, per il calcolo del peso sismico, veniva introdotto un fattore riduttivo, pari ad un terzo, da applicarsi ai carichi accidentali e legato a considerazioni di tipo probabilistico.
La legge n. 1684 del 1962 non alterò sostanzialmente il quadro normativo precedente, ma introdusse l'obbligo di calcolare le strutture per forze orizzontali comunque dirette, da ripartirsi in funzione della rigidezza dei diversi elementi. Inoltre eliminò le azioni sismiche verticali nello stu-

Fig. 6 - Esempio di uno spettro di risposta elastico, introdotto per la prima volta in Italia nel Decreto del 3 Marzo 1975

Fig. 7 - DM 24 Gennaio 1986: alcune prescrizioni di progetto generali

Fig. 8 - DM 16 Gennaio 1996: prescrizioni di progetto per le strutture in c.a.

dio del comportamento globale dell'edificio, sebbene i recenti avvenimenti sismici abbiano dimostrato come la componente sussultoria del sisma, soprattutto per gli edifici costruiti in prossimità di faglie, sia tutt'altro che trascurabile.

3. LE NORME DI II GENERAZIONE

Le norme di seconda generazione nascono in Italia con la legge n. 64 del 2 febbraio 1974.
Sono norme prestazionali a singolo livello, nel senso che si focalizza l'attenzione esclusivamente sulla risposta della struttura nei confronti di terremoti particolarmente violenti (terremoti rari, ovvero con periodi di ritorno dell'ordine dei 500 anni) e si richiede come "prestazione" la salvaguardia delle vite umane (ovvero evitare il crollo). Le verifiche di resistenza sono generalmente condotte in conformità al metodo delle tensioni ammissibili, studiando la risposta di sistemi equivalenti in regime elastico. Non viene invece considerata la possibilità di verificare la conservazione delle funzionalità della costruzione in occasione di eventi sismici meno gravosi, ma più probabili.
La legge n. 64, ancora in vigore, rappresenta la legge quadro della normativa sismica italiana e, a differenza del regolamento del 1962, definisce esclusivamente le linee guida in materia di progettazione antisismica, demandando al Ministero dei Lavori Pubblici il compito di emanare con specifici decreti le norme tecniche contenenti le indicazioni progettuali. Ai vari Decreti Ministeriali che si sono susseguiti nel tempo, sono generalmente corrisposte Circolari Ministeriali, con funzione essenzialmente esplicativa dei contenuti delle norme tecniche.
Alla legge n. 64 va inoltre attribuito il merito di aver determinato una svolta importante in materia di classificazione sismica del territorio italiano, avendo stabilito la necessità di procedere, sulla base di comprovate motivazioni tecnico-scientifiche, alla suddivisione del territorio nazionale in macrozone con valori differenziati del grado di sismicità.
Ulteriori innovazioni, conseguenti alla legge quadro italiana del 1974, sono state l'introduzione di una microzonazione di I livello, per tener conto degli effetti amplificativi del terreno di fondazione sulle onde elastiche prodotte dal terremoto, e la possibilità di studiare la risposta della struttura in regime dinamico attraverso l'analisi modale, in alternativa all'analisi statica equivalente.
In particolare nel 1975, con decreto del 3 marzo, fu introdotto per la prima volta lo spettro di progetto in termini di accelerazioni, ricavato al variare dello smorzamento del sistema ed in funzione del periodo proprio di vibrazione della struttura (**fig. 6**).
A tal proposito, occorre sottolineare come lo spettro di progetto introdotto dalle norme di II generazione prevede implicitamente la possibilità che le strutture, in occasione di terremoti particolarmente violenti, dissipino energia attraverso un comportamento isteretico in campo plastico.
Le "accelerazioni orizzontali di progetto", nell'ordine dei decimi di g, risultano infatti ben al di sotto di quelle che una struttura a comportamento lineare potrebbe sperimentare a seguito di terremoti molto violenti.
Con riferimento all'analisi statica equivalente venne altresì introdotto il concetto che la forza sismica totale doveva essere ripartita tra i vari impalcati in relazione al primo modo di vibrazione.
Nei successivi decreti del 24 gennaio 1986 e del 16 gennaio 1996, unitamente ad ulteriori prescrizioni tecniche di carattere generale (**fig. 7**), sono stati definiti per la prima volta dei criteri di progetto specifici per le differenti tecnologie costruttive (**fig. 8**).
Al riguardo, è significativo notare la mancanza di uno specifico capitolo per le costruzioni in acciaio, a fronte della presenza di analoghi capitoli dedicati a tecnologie costruttive certamente meno diffuse delle costruzioni metalliche.

4. LE NORME DI III GENERAZIONE

Sono le normative che in buona sostanza caratterizzano lo stato attuale della codificazione antisismica. In ambito nazionale ed europeo, rientrano tra queste:
- le norme CNR-GNDT del 1984;
- le norme ECCS n. 54 per le costruzioni metalliche del 1988;
- l'Eurocodice 8, le cui prime versioni risalgono agli anni 1988-1994;
- l'Ordinanza della Protezione Civile n° 3274 del 2003.

Trattasi di norme a doppio livello prestazionale che si contraddistinguono in primo luogo per l'adozione esclusiva del metodo semiprobabilistico agli stati limite per la misura della sicurezza. La risposta del si-

Fig. 9 - Strategia di progettazione antisismica attraverso isolatori alla base

stema è analizzata con riferimento a due eventi sismici caratterizzati da differenti periodi di ritorno T_R: il Terremoto di Servizio (I livello, con T_R pari a circa 100 anni) ed il Terremoto Distruttivo (II livello, con T_R pari a circa 500 anni).
A tali eventi sono associati due distinti livelli prestazionali, o obiettivi di progetto, noti rispettivamente come Stato Limite di Esercizio e Stato Limite Ultimo.
La verifica allo Stato Limite di Esercizio consiste nell'accertarsi che il sistema subisca, per effetto del terremoto di servizio, un ridotto danneggiamento alle parti strutturali e non, tale cioè da non compromettere la funzionalità della costruzione. Il parametro di controllo è costituito in genere dalla rigidezza del sistema, solitamente quantificata attraverso lo spostamento d'interpiano *dr* che deve essere contenuto entro determinati valori limite.
La verifica allo Stato Limite Ultimo consiste invece nell'accertarsi che il sistema, in corrispondenza del terremoto distruttivo, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali, sia in grado di offrire una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali, in modo da salvaguardare la vita umana. Il parametro di controllo, in un approccio alle forze, è generalmente rappresentato dalla resistenza dell'intero sistema strutturale, che non deve essere ecceduta dalle sollecitazioni di progetto.

Contrariamente a quelle precedenti, le norme di III generazione - ed in particolare quelle più avanzate - considerano la capacità ed i modi di dissipare l'energia sismica in ingresso delle varie tipologie strutturali, contemplando la possibilità di operare secondo diverse strategie progettuali.
Tali strategie si basano sul concetto di sistema a risposta controllata. In pratica, in base al modo di assorbire e/o dissipare energia, è possibile individuare differenti metodologie di progettazione antisismica basate su sistemi a controllo attivo, passivo ed iper-resistenti.
Tralasciando i sistemi a controllo attivo, che agiscono sulle caratteristiche del sistema modificandone la risposta in modo artificiale e che comunque, allo stato attuale, vengono utilizzati solo in applicazioni particolari, le norme di III generazione disciplinano principalmente le strategie di progettazione basate sui sistemi iper-resistenti ed a controllo passivo.
I sistemi iper-resistenti, detti anche non dissipativi, sono progettati per rimanere in campo elastico, senza quindi subire alcun danneggiamento strutturale, anche in occasione del terremoto distruttivo. È questo ad esempio il caso delle costruzioni o degli impianti destinati a particolari funzioni strategiche, per le quali la non danneggiabilità è un requisito di progetto, oppure il caso di sistemi costruttivi le cui capacità dissipative in campo plastico sono così esigue da non poterne fare affidamento.

Fig. 10 - Dispositivi speciali di dissipazione utilizzati nella progettazione antisismica

Fig. 11 - Strategia di progettazione antisismica attraverso dissipazione energetica mediante plasticizzazione di alcune parti della struttura

Per quanto concerne i sistemi a controllo passivo, i codici di III generazione prevedono la possibilità di ricorrere sia a sistemi isolati sia a sistemi dissipativi.
Nei sistemi isolati, la strategia di progettazione consiste essenzialmente nel modificare il periodo di vibrazione della struttura inserendo, generalmente in prossimità delle fondazioni, opportuni dispositivi, noti come isolatori (**fig. 9**). Questi ultimi, fungendo da filtro, riducono sensibilmente le forze d'inerzia del sistema, che subisce un atto di moto rigido caratterizzato da ampi spostamenti alla base. Negli isolatori possono inoltre essere presenti dispositivi di smorzamento che consentono di dissipare parte dell'energia in ingresso.
Nei sistemi dissipativi si cerca invece di rispettare l'equazione di bilancio energetico incrementando l'energia dissipata. Questo risultato può essere raggiunto inserendo nella struttura opportuni dispositivi speciali (**fig. 10**) o favorendo la plasticizzazione di alcune zone specifiche della struttura (**fig. 11**). Le zone dissipative, ovvero gli organi meccanici, devono essere capaci di dissipare energia senza compromettere il collasso locale o globale del sistema.
Poiché la capacità di dissipare energia di un sistema è strettamente legata alle sue capacità di subire escursioni in campo plastico, le norme di III generazione introducono specifiche prescrizioni atte a garantire un accettabile livello di duttilità della struttura.
Il ruolo della duttilità nella progettazione antisismica fu codificato per la prima volta nel 1978, quando apparve negli Stati Uniti il documento dell'Applied Technology Council (ATC3) che rappresentò il vero punto di svolta rispetto alle norme delle generazioni precedenti. Tale documento, destinato a costituire di fatto la base delle norme successivamente sviluppate negli USA e negli altri Paesi, contiene per la prima volta l'esplicita messa in conto della duttilità della struttura ai fini della sua prestazione sismica, stabilendo al contempo una sua quantificazione convenzionale ed una sua gradazione in relazione alle capacità dissipative possedute dai diversi sistemi costruttivi.
La procedura proposta è concettualmente molto semplice e razionale ed è illustrata schematicamente in **fig. 12** per una semplice struttura a telaio. In pratica il punto di partenza è la resistenza richiesta dal terremoto distruttivo ad un sistema considerato indefinitamente elastico. Una volta accettato che la struttura subisca escursioni in campo plastico (e di conseguenza danni), tale resistenza potrà essere adeguatamente ridotta in funzione della duttilità della struttura stessa e dei suoi elementi. La riduzione delle forze di progetto rispetto a quelle elastiche è realizzata attraverso un fattore di riduzione o di struttura, indicato con *R* nell'ATC3 e con *q* in Europa. Tale fattore, che in senso lato costituisce quindi una misura quantitativa della capacità dissipativa della struttura, può essere ricavato attraverso condizioni di equivalenza di tipo cinematico o energetico (**fig. 13**).
In accordo a tale filosofia, la proget-

Fig. 12 - Il fattore di riduzione *R* secondo l'ATC3

Fig. 13 - Il fattore di struttura nell'ipotesi di equivalenza cinematica tra la risposta del sistema elastico e quella del sistema elasto-plastico

tazione allo SLU di strutture a comportamento dissipativo deve essere fatta individuando preliminarmente ed opportunamente delle zone dissipative e garantendo per esse il soddisfacimento di opportuni requisiti in relazione al ruolo che saranno chiamate a svolgere nell'organismo sismoresistente. Per le rimanenti parti della struttura (zone non dissipative), attraverso specifici criteri di dimensionamento (criterio di gerarchia), dovrà essere invece garantita un'adeguata sovraresistenza rispetto alle zone dissipative, cosicché queste ultime possono esplicare a pieno le proprie capacità inelastiche. Sono evidenti allora i due piani sui quali si muove la metodologia progettuale: da un lato essa focalizza l'attenzione su quelle zone che sono state individuate come responsabili della dissipazione isteretica e come tali dovranno possedere requisiti di resistenza, rigidezza e duttilità in modo da consentire lo sviluppo di ampie escursioni in campo plastico. Parallelamente, attraverso il cosiddetto *capacity design*, le membrature della struttura andranno dimensionate attraverso una opportuna distribuzione delle resistenze che rispetti determinati criteri di gerarchia. In sostanza, si cerca di favorire la formazione di meccanismi di collasso con elevato numero di zone plasticizzate (meccanismi globali) ed in grado di dissipare la maggiore energia possibile. Nel caso delle strutture intelaiate, ad esempio, tale approccio consiste nel progettare le colonne più resistenti delle travi (principio trave debole - colonna forte), in modo da attivare meccanismi di collasso globali caratterizzati da cerniere plastiche nelle sezioni di estremità delle membrature orizzontali (zone dissipative) e nelle sole sezioni di base dei pilastri (**fig. 14,a**). Tali meccanismi consentono infatti di sfruttare la duttilità delle membrature in modo diffuso ed uniforme, presentando rotazioni plastiche simili in tutte le travi, e soprattutto limitando la formazione di cerniere plastiche nei pilastri. Queste ultime, infatti, risultano incompatibili con i cinematismi di collasso più efficienti sia perché possono dar luogo a meccanismi di piano (**fig. 14,b**), sia in considerazione della minore capacità dissipativa degli elementi presso-inflessi.

Fig. 14 - Possibili meccanismi di collasso in una struttura a telaio

Per quanto riguarda invece lo stato limite di servizio, come già precedentemente sottolineato, il controllo sul danneggiamento viene generalmente eseguito valutando lo spostamento d'interpiano *dr* del sistema (**fig. 15**) quando lo stesso è sottoposto alle accelerazioni prodotte da un evento sismico di tipo moderatamente frequente. Quest'ultimo può essere caratterizzato attraverso lo stesso spettro elastico usato per lo SLU, a condizione di ridurlo attraverso opportuni coefficienti per tenere conto del diverso periodo di ritorno, oppure, in alternativa, definendo specifici spettri di progetto.

4.1 L'ORDINANZA N.3274 E LA PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI ACCIAIO

L'Ordinanza n. 3274, con le successi-

SPOSTAMENTI DI INTERPIANO LIMITE

Tipologia tamponatura	ECCS n.54	EN 1998-1	O.P.C. n.3274
Tamp. collegate rigidamente alla struttura	0.003·h	0.005·h	0.005·h
Tamp. collegate elasticamente alla struttura	0.006·h	0.0075·h	0.0075·h
Tamp. scollegata dalla struttura	—	0.010·h	—

Fig. 15 - Le limitazioni sullo spostamento di interpiano secondo diverse normative

ve modifiche ed integrazioni, costituisce il classico esempio di normativa sismica di terza generazione. Rispetto al quadro normativo di riferimento nazionale (D.M.LL.PP. del 16/01/96), tale documento ha - tra le altre cose - introdotto due importanti innovazioni.
La prima, di natura legislativa, è rappresentata dalla modalità di redazione della norma, emanata per motivi di urgenza mediante una Ordinanza della Protezione Civile che, in deroga alla Legge quadro n. 64 del 1974, si è di fatto sostituita al Ministero dei Lavori Pubblici. La seconda innovazione è invece rappresentata dalla filosofia di progetto che, in conformità alle norme a doppio livello prestazionale, segue un approccio alla sicurezza basato unicamente sul Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Inoltre, per la prima volta in Italia, sono state fornite regole specifiche per la progettazione delle strutture di acciaio in zona sismica, colmando così quell'ingiustificato vuoto legislativo da tanti anni denunciato dagli studiosi del settore.
In modo sostanzialmente analogo a quanto proposto dall'Eurocodice 8, si analizza la risposta del sistema strutturale sottoposto all'azione di due eventi sismici di diversa magnitudo, caratterizzati da differenti periodi di ritorno (T_R), pari a 95 anni per il terremoto di servizio e 475 anni per quello distruttivo.
Anche in questo caso, a tali eventi sono associati due distinti livelli prestazionali, definiti rispettivamente come Stato Limite di Danno e Stato Limite Ultimo.

Dal punto di vista della classificazione sono stati recepiti gli studi più recenti in materia (cfr. par.1.1), per cui l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in 4 zone sismiche, aggiungendo così una categoria a quelle precedentemente fissate dalle vecchie norme.
L'input sismico è rappresentato da uno spettro di risposta elastico in termini di accelerazione, funzione del periodo T e di altri parametri quali l'accelerazione di picco al suolo, il fattore di smorzamento ed un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno di fondazione (**fig. 16**).
Allo stato limite ultimo, le azioni sismiche di progetto possono essere ricavate a partire dallo spettro elastico, che viene opportunamente ridotto attraverso il fattore di struttura q.
Nel caso degli edifici in acciaio, le costruzioni possono essere progettate in modo da presentare un comportamento strutturale non-dissipativo, nel qual caso q è pari all'unità, oppure dissipativo, con q maggiore di uno.
Nell'ambito delle strutture con comportamento strutturale di tipo dissipativo è prevista la possibilità di eseguire il progetto antisismico secondo due differenti classi di duttilità strutturale (bassa ed alta), in funzione dei criteri di dimensionamento che si adottano e del dettaglio costruttivo delle zone dissipative.
Per le strutture a bassa duttilità si adottano criteri di dimensionamento di tipo elastico, cioè le membrature strutturali sono dimensionate sulla base dei valori delle caratteristiche della sollecitazione interna ottenuti mediante l'analisi globale elastica.
Per le strutture ad alta duttilità è invece richiesto il rispetto di specifici criteri di dimensionamento per il controllo del meccanismo di collasso, cioè gli elementi non dissipativi sono dimensionati nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.
Il fattore di struttura di progetto q è ottenuto moltiplicando un valore di riferimento q_0, funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità della struttura scelta (**fig. 17**), per due coefficienti k_D e k_R entrambi ≤ 1.
Il coefficiente k_D è associato alla categoria di duttilità delle membrature costituenti o contenenti le zone

Zona	a_g
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00

Fig. 16 - Lo spettro di risposta elastico

dissipative. Al riguardo viene proposto un criterio di classificazione delle membrature in tre differenti categorie di duttilità, in funzione di un parametro di snellezza *s* che esprime il rapporto tra la tensione corrispondente alla capacità portante ultima della sezione e lo snervamento del materiale (**fig. 18**). Il coefficiente riduttivo k_R è invece legato al soddisfacimento di determinati requisiti di regolarità in pianta e in elevazione.
Alcune regole di progetto - valide per tutte le tipologie strutturali - riguardanti il materiale (**fig. 19**), i collegamenti (**fig. 20**) e la classe delle membrature, consentono di garantire un primo livello di duttilità alle zone dissipative.
A queste si aggiungono alcune delle regole di dettaglio specifiche per ogni tipologia, che completano i requisiti progettuali atti a garantire un livello di prestazione corrispondente alla bassa duttilità.
Il passaggio dalla bassa alla alta duttilità è legato, come già sottolineato, al rispetto del criterio di gerarchia che l'Ordinanza n.3274 fornisce in una forma semplificata e unificata. In pratica, indipendentemente dalla tipologia strutturale, la resistenza di progetto degli elementi non dissipativi dovrà essere verificata considerando la presenza delle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali e di quelle sismiche amplificate di un fattore a. Quest'ultimo rappresenta il moltiplicatore delle azioni sismiche di progetto che induce la condizione di plasticizzazione corrispondente alla formazione di meccanismo, nell'ipotesi di contemporaneità della plasticizzazione di tutti gli elementi dissipativi.
La particolarizzazione di tale criterio alle strutture a telaio, per le quali le zone dissipative sono le estremità delle travi, è sinteticamente rappresentata in **fig. 21**.
La verifica nei confronti dello stato limite di danno si effettua controllando che le azioni sismiche "di esercizio", ottenute dividendo per un fattore pari a 2.5 le ordinate dello spettro elastico, inducano spostamenti compatibili con la normale funzionalità della struttura. Giova ricordare che la ben nota elevata deformabilità delle strutture metalliche può rendere, per alcune tipologie strutturali (telai), tale verifica condizionante ai fini del progetto.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	CLASSE DI DUTTILITÀ	
	BASSA	ALTA
Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	—
Strutture intelaiate controventate	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

Fig. 17 - Tipologie strutturali e fattori di struttura

Membrature soggette a flessione semplice o composta

Tensione di instabilità locale

$$s = \frac{f_{c,loc}}{f_y}$$

Tensione di snervamento

Classe membratura	Parametro *s*	Fattore di riduzione K_D
Duttili	$s \geq 1{,}2$	1,00
Plastiche	$1{,}0 \leq s \leq 1{,}2$	0,75
Snelle	$s \leq 1{,}0$	0,50

Fig. 18 - La classificazione delle membrature

5. LE NORME DI IV GENERAZIONE

La necessità di definire, oltre ai due stati limite di danno ed ultimo, una soglia di danneggiamento ammissibile delle parti strutturali e non strutturali anche per livelli intermedi dell'intensità sismica, ha determinato la nascita di una nuova generazione di codici, denominati nel seguito come norme di IV generazione. Tale necessità scaturisce principalmente dall'esigenza di combinare considerazioni di carattere economico a quelle di sicurezza e salvaguardia delle vite umane. Una corretta valutazione del rischio sismico consente, infatti, di quantificare esattamente sia i costi iniziali di costruzione che quelli legati ad eventuali danneggiamenti. In tale ottica è possibile individuare per ogni sistema strutturale un livello o un range di livelli di prestazione ottimale, ottenuti minimizzando il costo totale della struttura (**fig. 22**).
Tra le norme di quarta generazione, che si presentano dunque come le più avanzate nel panorama della progettazione antisismica mondiale, possono citarsi:

I. Norme per edifici di nuova costruzione:
· SEAOC, 1995

II. Norme per edifici esistenti:
· ATC, 1995;

Fig. 19 - Requisiti sul materiale

· FEMA, 1995.

L'approccio multilivello viene implementato attraverso la filosofia di progetto nota come Performance Based Design (PBD). In sintesi, il metodo consiste nella scelta di un criterio di progetto tale da garantire, per uno specifico livello d'intensità sismica, opportuni livelli di prestazione della costruzione.
La scelta appropriata dei livelli di performance, associati a diversi gradi d'intensità sismica, consente di governare la progettazione, ovvero di definire gli obiettivi di progetto (**fig. 23**). Questi ultimi possono a loro volta essere messi in relazione alla specificità della costruzione (costruzioni di base, costruzioni per la protezione civile e costruzioni ad alto rischio).
Per ogni sistema, definito un livello di performance associato ad un determinato evento sismico, deve essere quindi verificata la disequazione Demand (richiesta) < Capacity (offerta).
Nell'approccio multilivello generalmente si fa riferimento a quattro livelli prestazionali distinti. Nel livello definito come *Fully Operational* il sistema deve risultare privo di danneggiamento alle parti strutturali e non strutturali, in modo da consentire alla costruzione di continuare a funzionare senza interruzioni di esercizio; in quello *Operational* il sistema può subire danni moderati agli elementi non strutturali e lievi a quelli strutturali; nel *Life Safe* sono previsti invece danni sensibili sia agli elementi strutturali che non strutturali, ma l'edificio deve risultare generalmente riparabile; nel quarto livello (*Near Collapse*) il sistema, pur subendo forti danneggiamenti per elevati livelli di intensità sismica, non deve collassare globalmente, in modo da consentire la salvaguardia delle vite umane. In questi casi la struttura è in genere tecnicamente o economicamente non riparabile.
Ad ogni livello prestazionale è associato un diverso input sismico caratterizzato da un relativo periodo di ritorno (T_R) cui corrisponde, per una struttura dotata di una assegnata vita di progetto (T_S), una certa probabilità di accadimento (p).
Il bilancio tra richiesta ed offerta che governa la progettazione nelle norme di ultima generazione può essere effettuato secondo diversi approcci. Essi possono essere basati sia sul controllo delle forze (Force-Based Design, FBD), come avviene nel caso delle norme di III generazione, che sul controllo degli spostamenti.
L'approccio alla progettazione basato sul controllo degli spostamenti (Displacement-Based Design, DBD) è un aspetto caratteristico dei codici di IV generazione e presenta importanti vantaggi rispetto ai metodi FBD. Un primo vantaggio è quello di consentire un controllo diretto della duttilità effettivamente richiesta e di quella disponibile, attraverso l'uso di spettri di spostamento e sistemi equivalenti non lineari. Ciò consente di evitare nel calcolo delle azioni di progetto la mediazione dei fattori di struttura, generalmente utilizzati nei codici di III generazione. Tali fattori, infatti, considerano in modo indiretto gli effetti della duttilità agendo sugli spettri di accelerazione elastica, e dunque sulle azioni di progetto. Il loro valore, inoltre, è calcolato con riferimento alle diverse tipologie strutturali, senza tener conto del fatto che le capacità duttili dei sistemi possono variare notevolmente all'interno di una stessa tipologia. Un secondo vantaggio è infine quello di prescindere nel calcolo delle richieste di duttilità dalle ipotesi di equivalenza cinematica od energetica, proprie delle norme di III generazione e valide solo per alcuni intervalli del periodo proprio di vibrazione.
Esistono in letteratura molteplici procedure per il progetto delle strutture secondo il metodo DBD, ciascuna delle quali è formulata per diverse tecnologie costruttive.
L'approccio diretto agli spostamenti, implementato ad esempio dalle SEAOC, può essere operativamente scomposto come riportato schematicamente nel diagramma di flusso di **fig. 24**. La prestazione della struttu-

Fig. 20 - Regole di dettaglio per i collegamenti in zone dissipative

Fig. 21 - Applicazione del criterio di gerarchia alle strutture intelaiate

Fig. 22 - Considerazioni economiche per la scelta delle prestazioni ottimali

Fig. 23 - Obiettivi di progetto nelle norme di IV generazione

ra viene studiata attraverso un sistema equivalente non lineare ad un sol grado di libertà, la cui risposta può essere caratterizzata da una rigidezza secante e da uno smorzamento viscoso equivalente corrispondenti allo spostamento di progetto. Lo spostamento di progetto è determinato in funzione del livello di prestazione considerato e delle deformazioni dei materiali, che definiscono univocamente il livello di danno della struttura. Stabilito lo spostamento di progetto e lo smorzamento equivalente funzione della domanda di duttilità attesa, è possibile determinare mediante spettri di spostamento il periodo effettivo della struttura, dal quale si ricavano la rigidezza secante effettiva e le forze sismiche di progetto.

Per determinare la curva di risposta delle strutture, le norme di IV generazione prevedono in modo sistematico la possibilità di ricorrere ad analisi di tipo push-over, nel caso di edifici regolari e plasticizzazioni localizzate (**fig. 25**). Tali analisi consistono nel sollecitare sino a rottura il sistema con una assegnata distribuzione di forze o spostamenti d'intensità progressivamente crescente. La curva di push-over, che può essere ricavata mediante analisi a rottura eseguite per via incrementale, è rappresentativa delle capacità del sistema e consente quindi di individuare i livelli prestazionali stabiliti.

Merita di essere ricordato, infine, un metodo alternativo per determinare le prestazioni delle strutture, ossia quello dello spettro di capacità. Il metodo è stato proposto per lo studio della vulnerabilità di edifici esistenti e consente di rappresentare domanda ed offerta su un unico grafico, individuando il punto di performance della struttura come intersezione tra lo spettro di capacità e quello di richiesta anelastico. Anche in questo caso, la procedura di calcolo può essere scomposta in diversi step, come riportato schematicamente in **fig. 26**.

6. CONCLUSIONI

Con la presente nota si è analizzata per grandi linee l'evoluzione della normativa sismica nazionale ed internazionale, focalizzando l'attenzione - per quanto possibile - principalmente sulle costruzioni metalliche. Ciò è stato fatto anche in considerazione dei cambiamenti recentemente avvenuti in Italia che, nonostante le tante discussioni sollevate, hanno in pratica introdotto - anche nel nostro Paese - una filosofia di progettazione antisismica ben nota e consolidata, presente tra l'altro da decenni nelle normative di altri paesi e negli Eurocodici. Ciò dimostra quindi che in Italia si era creato un forte divario tra lo stato di avanzamento della ricerca e della codificazione internazionale ed il quadro normativo nazionale. È doveroso allora interrogarsi, ognuno per i propri ambiti di competenza, sui motivi che hanno portato all'inspiegabile ritardo della normativa italiana, perché proprio tale ritardo ha reso l'impatto con queste nuove norme così traumatico. È certo, tuttavia, che la nuova norma costituisce comunque un salto di qualità notevole rispetto a quella prece-

Fig. 24 - L'approccio diretto agli spostamenti: il metodo dello spettro di spostamento

Fig. 25 - Curva di push-over e livelli prestazionali

Fig. 26 - Il metodo dello spettro di capacità

dente e contribuirà ad elevare il livello di sicurezza delle costruzioni nelle zone a rischio sismico.
Resta in ogni caso il rammarico di dover constatare che l'approccio progettuale oggi in discussione in Italia è per alcuni versi già superato, essendo attualmente in vigore, in diversi paesi, codici certamente più avanzati, a dimostrazione che il gap italiano si perpetua nel tempo. Occorre dunque operare per correggere questa tendenza, senza però mai dimenticare il carattere convenzionale che sempre avranno le prescrizioni normative. In conclusione: una buona normativa può certamente contribuire alla riduzione del rischio sismico, ma ad essa deve necessariamente accompagnarsi una maggiore sensibilità sociale attorno al problema della sicurezza delle costruzioni ed una maggiore consapevolezza del proprio ruolo da parte di tutti gli operatori del processo edilizio.

Prof. dr. ing. Raffaele Landolfo
Dipartimento di Costruzioni e Metodi Matematici in Architettura,
Università degli Studi di Napoli "Federico II"

Bibliografia

[1] Applied Technology Council. 1978. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings. Report No. ATC 3-06, NSF 78-8; Washington, US.

[2] Applied Technology Council. 1995. Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings Report No. ATC-33.03; Redwood City, California.

[3] CEN (European Committee for Standardization). 2003. Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, EN 1998-1.

[4] CNR-GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti). 1984. Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

[5] De Marco R., Martini M.G., Di Pasquale G., Fralleone A., Pizza G.A., Viola V. 2004. La classificazione e la normativa sismica italiana dal 1909 al 1984 (In corso di stampa). Roma: Dipartimento per la Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale.

[6] ECCS (European Convention for Constructional Steelwork). 1988. European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones. n.54.

[7] Fardis M.N. 2002. Code developments in earthquake engineering. In Proc. of 12th European Conference on Earthquake Engineering, 9-12 Settembre 2002, Londra. Elsevier Science Edizioni.

[8] Federal Emergency Management Agency. 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 273 (Provisions) and FEMA 274 (Commentary). Washington, D.C.

[9] Giangreco E. 1983. La normativa sismica: tappe e prospettive. In E. Giangreco (Ed.), Fondamenti di Ingegneria Sismica. Bologna: Edizioni Tipografia Negri.

[10] Gioncu V., Mazzolani F.M. 2002. Ductility of Seismic Resistant Steel Structures. E&FN Spon, London.

[11] Giuffrè A. 1987. Cento anni di norme sismiche. Ingegneria Sismica, Anno IV - n. 2. Bologna: Patron Editore.

[12] P.C.M. 2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Ord. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e successive modifiche ed integrazioni.

[13] Priestley M. J. N. 2003. Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. Pavia: Edizioni IUSS Press.

[14] SEAOC. 1995. Vision 2000 - A Framework for Performance Based Design. Vol. I, II, III. Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee. Sacramento, California.