

Influenza dei parametri di modellazione e dell'incertezza associata nella valutazione sismica di edifici esistenti in cemento armato

Fatemeh Jalayer, Iunio Iervolino e Gaetano Manfredi

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, Via Claudio 21, Napoli 80125, Italia

Keywords: fattori di confidenza, livelli di conoscenza, affidabilità sismica, simulazione subset, push-over.

ABSTRACT:

La valutazione della sicurezza sismica di edifici esistenti normalmente coinvolge un grado di incertezza maggiore rispetto al caso degli edifici nuovi. Ciò è dovuto principalmente alla mancanza di conoscenza, di quantità/disposizione delle armature e delle proprietà meccaniche dei materiali, per le limitazioni pratiche ed economiche relative alle verifiche e prove in sito e/o alla disponibilità limitata dei disegni costruttivi e delle specifiche originali dei materiali. Attraverso il *livello di conoscenza*, in funzione delle informazioni disponibili per l'edificio, le recenti norme sismiche sembrano sintetizzare tutti gli aspetti legati all'incertezza sulla struttura nei cosiddetti *fattori di confidenza*.

L'obiettivo di questo lavoro è quello di confrontare la valutazione di una struttura secondo l'approccio dei fattori di confidenza, con l'analisi di affidabilità dell'edificio che tiene conto, in modo esplicito, dell'incertezza nei parametri di modellazione strutturale, in particolare, quelli che riguardano i dettagli di armatura e le proprietà dei materiali.

La struttura considerata è il telaio centrale di un edificio in cemento armato di quattro piani situato in Avelino, adibito ad uso scolastico e progettato per soli carichi verticali. Alla struttura in esame è attribuito un livello di conoscenza II (*adeguata*) in altre parole completa conoscenza della geometria e conoscenza incompleta dei dettagli strutturali. Su questo caso specifico si è studiato l'effetto delle incertezze discusse sull'indice di affidabilità di Cornell; inoltre, sono stati individuati i parametri con un maggiore effetto sullo stesso indice. Il metodo di analisi strutturale è quello statico non lineare, mentre l'affidabilità sismica della struttura è calcolata secondo algoritmo di tipo *subset simulation*.

1 INTRODUZIONE

La valutazione della sicurezza di un edificio esistente spesso coinvolge un grado d'incertezza maggiore rispetto a quello di strutture di nuova costruzione. Tale incertezza è fortemente influenzata dallo stato di conoscenza sulle condizioni della struttura al momento della valutazione, ma anche dalla disponibilità d'informazioni e documenti relativi al progetto ed alla costruzione dell'opera. Basti pensare allo stato di degrado dei materiali, che può non essere uniforme all'interno della struttura, o alle caratteristiche di rinforzo degli elementi quali quantità e posizionamento di ferri longitudinali e trasversali, condizioni d'armatura dei nodi, caratteristiche di ancoraggio/aderenza delle barre, etc.

La recente normativa italiana (OPCM 3274, 2003) nelle valutazioni di sicurezza sismica degli edifici esistenti considera l'incertezza legata allo stato di conoscenza sulla struttura attraverso l'approccio del *livello di conoscenza* (LC). In particolare, nella OPCM 3431 (2005) si distinguono tre livelli di conoscenza: *limitato*, *adeguato* e *accurato*. Ciascun livello è definito secondo la quantità e qualità delle informazioni acquisite, attraverso documenti originali

e/o campagne sperimentali per l'edificio in relazione alla geometria, ai dettagli strutturali e alle proprietà meccaniche dei materiali. Il *fattore di confidenza* (FC), unico per ogni LC sopra definito, è un numero rispetto al quale dividere i valori medi delle resistenze dei materiali (riducendole) per ottenere i valori di calcolo. Gli FC assumono valori che corrispondono a 1.35 per il livello di conoscenza limitato, fino ad 1 per lo LC accurato, passando per 1.20 che corrisponde allo LC adeguato.

Per come la norma li definisce, gli FC sembrano servire a cautelarsi rispetto all'incertezza coinvolta nella valutazione degli edifici esistenti. Ci sono due aspetti sostanziali legati a questo approccio che hanno motivato questo lavoro. Il primo è che in questo modo l'incertezza non è esplicitamente propagata nel processo di analisi della struttura e per questo non è possibile associare una confidenza alla stima della prestazione globale a cui conduce. Inoltre, sebbene gli FC si applichino esclusivamente alle proprietà dei materiali, giocoforza sintetizzano anche le altre incertezze associate al particolare livello di conoscenza (es. i dettagli di armatura e difetti di costruzione). Infatti, a questo proposito alcuni studi hanno proposto di separare i fattori di confidenza da applicare alle diverse fonti di incertezza come i ma-

teriali e la geometria delle armature (Alessandri et al., 2006).

Questo lavoro ha come obiettivo primario quello di utilizzare una procedura probabilistica rigorosa per la valutazione dell'affidabilità di una struttura esistente in cemento armato. La condizione di collasso convenzionale, o funzione limite, è definita come il superamento della domanda sismica rispetto alla capacità della struttura, in funzione delle variabili aleatorie considerate. Tale analisi affidabilistica deve tener conto di tutte le incertezze coinvolte nella valutazione attraverso le relative distribuzioni di probabilità che riflettono direttamente lo stato di conoscenza. Ciò consente di stabilire un riferimento rispetto al quale confrontare le valutazioni sismiche effettuate con il metodo degli FC secondo norma per ricavarne la confidenza associata. E' anche possibile, con un approccio di questo tipo, valutare la effettiva sensibilità della affidabilità strutturale rispetto alle varie sorgenti di incertezza, il che contribuisce a stabilirne l'importanza relativa e quindi la priorità.

La struttura in esame è un telaio piano in cemento armato estratto da un edificio esistente progettato per soli carichi verticali situato in Avellino. Si assume di trovarsi in un livello di conoscenza adeguata (LC2), che secondo norma presuppone la conoscenza completa della geometria, la disponibilità dei disegni costruttivi seppur incompleti, le specifiche originali di progetto sulle caratteristiche dei materiali e limitate prove in sito.

Le incertezze considerate nella valutazione della affidabilità fanno riferimento alle proprietà dei materiali, acciaio e calcestruzzo, per quanto riguarda la resistenza allo snervamento e a compressione rispettivamente. Tali incertezze sono modellate secondo distribuzioni probabilistiche definite sulla base di informazioni a priori, cioè, dalla relazione originale di progetto, con riferimento alla pratica costruttiva dell'epoca. Inoltre, si è tenuto in conto anche della variabilità (incertezza causata dalla mancanza di informazione) nei dettagli di armatura dovuti ai difetti di costruzione relativi ad ancoraggio e posizionamento delle barre, ma anche in relazione alla sovrapposizione delle armature dei pilastri.

L'affidabilità della struttura è misurata in relazione alla probabilità che la domanda superi la capacità¹ allo stato limite di *danno severo*, per come questo è definito dalla sopraccitata normativa. Per calcolare tale probabilità esistono molti metodi (Pinto et al., 2001), in questo studio si è fatto riferimento ad un algoritmo di simulazione di tipo *subset* (Au e Beck, 2003), già rivelatosi utile per il calcolo della affidabilità sismica di edifici in cemento armato (Jalayer e al. 2007).

La prestazione globale della struttura sottoposta a carichi orizzontali è valutata attraverso il *capacity*

spectrum method o CSM (Fajfar, 1999), che quindi prevede per ogni simulazione una analisi di tipo *static push-over* (SPO), come anche discusso in Iervolino et al. (2007). CSM e SPO sono stati scelti per la analisi di affidabilità perché, essendo gli strumenti previsti dalla normativa, permettono di valutare come le incertezze che si riflettono sulla modellazione strutturale si propagano attraverso la analisi del progettista. Inoltre, valutare la performance sismica definendo la domanda a partire dallo spettro elastico di codice evita l'influenza sui risultati dell'incertezza sull'input sismico.

2 LA STRUTTURA OGGETTO DI STUDIO

Il caso studio preso in considerazione è quello di un edificio scolastico situato in Avellino, attualmente zona sismica considerata di seconda categoria (OPCM 3519, 2006). L'edificio è di tre piani più uno seminterrato ed è fondato su suolo di tipo B.

Per la struttura sono stati acquisiti sia la relazione di calcolo sia i disegni originali di progetto dell'epoca oltre che i progetti di alcuni interventi secondari di adeguamento susseguitisi negli anni. La costruzione risale agli anni '60 ed è stata progettata per soli carichi verticali, come spesso riscontrato negli edifici del patrimonio edilizio nazionale risalenti a primo e secondo dopoguerra. In Figura 1 è riportata una vista tridimensionale dell'edificio, da cui si evincono le forti irregolarità planimetriche ed altimetriche.

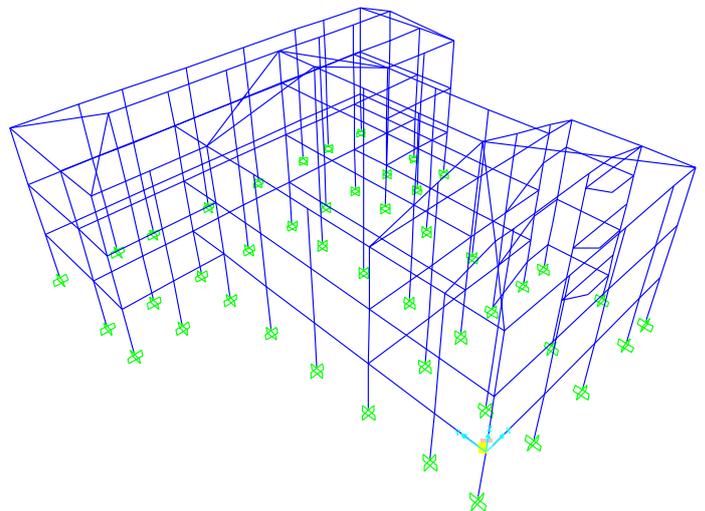


Figura 1. Vista tridimensionale dell'edificio da cui è stata estratta la struttura oggetto di studio

Per gli obiettivi del presente studio si è estratto dall'edificio, come struttura da analizzare, uno dei telai centrali. Tale struttura di quattro piani e quattro campate è riportata in Figura 2; l'altezza d'interpiano è di 3.50 m per il seminterrato e di 2.20 m al di sotto della copertura, mentre nei due piani intermedi è di 3.90 m. Anche la luce delle campate è tipica delle strutture in cemento armato e vale 4.20

¹ Questa misura è conosciuta come fattore di sicurezza strutturale, per maggiori dettagli si veda Pinto et al. (2004).

m per tutte le campate, tranne che per la (4) che ha dimensione 3.50 m.

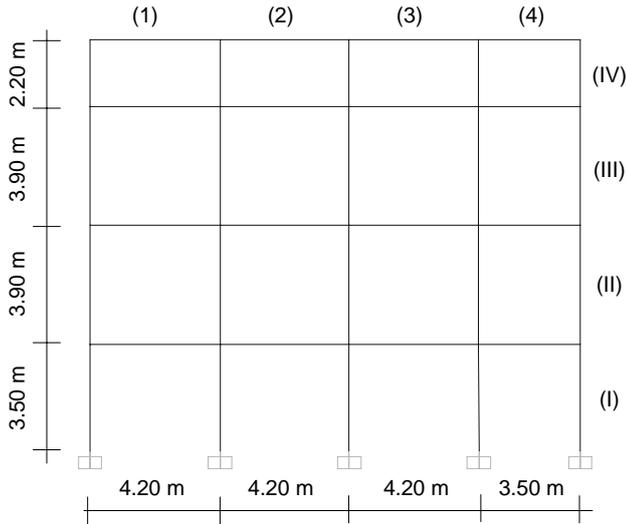


Figura 2. Struttura a telaio oggetto di studio (non in scala) che corrisponde al telaio centrale dell'edificio considerato

I pilastri, a sezione rettangolare, al piano (I) sono di sezione $40 \times 55 \text{ cm}^2$, al piano (II) $40 \times 45 \text{ cm}^2$, al (III) $40 \times 40 \text{ cm}^2$, al (IV) $30 \times 40 \text{ cm}^2$. Le travi, anch'esse rettangolari, sono $40 \times 70 \text{ cm}^2$ ai piano (I) e (II), mentre sono $30 \times 50 \text{ cm}^2$ per i piani di sottotetto e copertura. Dalla relazione di progetto si evince che i materiali utilizzati per il progetto sono di tipo Aq40 per quanto riguarda l'acciaio e il calcestruzzo è di resistenza minima 180 kg/cm^2 (R.D.L. 2229, 1939).

3 METODOLOGIA

Si definisca come $\underline{\theta} \in \mathbb{R}^n$ il vettore di tutte le variabili aleatorie relative al comportamento strutturale e alle condizioni di carico. Sia $q: \mathbb{R}^n \rightarrow [0, \infty)$ la funzione densità di probabilità (PDF o *probability density function*) che quantifichi le plausibilità relative dei possibili valori assunti da $\underline{\theta} = \{\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n\}$. Si definisca infine la probabilità di insuccesso, o di collasso $P(F)$, come:

$$P(F) = \int_{\mathbb{R}^n} I_F(\underline{\theta}) \cdot q(\underline{\theta}) \cdot d\underline{\theta} \quad (1)$$

Dove $F \subset \mathbb{R}^n$, detto dominio di insuccesso, è l'insieme dei valori dei parametri per cui si ottiene il superamento della condizione di collasso e la funzione $I_F(\underline{\theta}): \mathbb{R}^n \rightarrow \{0, 1\}$ è una *funzione indicatrice* che assume valori uguali all'unità quando $\underline{\theta} \in F$ ed è uguale lo zero altrove. La probabilità di insuccesso, definita in Eq. (1), è normalmente calcolata con metodi di integrazione numerica o di simulazione ti-

po Monte Carlo (MC). Esso calcola la probabilità di collasso come il valore atteso della funzione $I_F(\underline{\theta})$ campionando i valori di $\underline{\theta}$ secondo la PDF congiunta $q(\underline{\theta})$. Nonostante la sua semplicità, il metodo MC non è particolarmente efficiente e può richiedere un onere computazionale insostenibile quando il collasso è un evento raro come accade per le strutture. Per questo sono stati sviluppati metodi di simulazione avanzati come quello denominato *subset simulation* (Au e Beck, 2003) che definisce il dominio di insuccesso come $F_1 \supset F_2 \supset \dots \supset F_m = F$, cioè, l'ultimo elemento della sequenza dei domini di collasso in cui ogni elemento è un sottoinsieme (*subset*) di quello precedente. Fatta questa posizione, la probabilità di collasso è calcolabile come:

$$\begin{aligned} P(F) &= P(F_m) = p\left(\bigcap_{i=1}^m F_i\right) = \\ &= P(F_1) \cdot \prod_{i=1}^{m-1} P(F_{i+1} | F_i) \end{aligned} \quad (2)$$

Si può calcolare $P(F_1)$ secondo il metodo MC campionando dalla PDF originale $q(\underline{\theta})$. Invece, il compito di campionare dalle PDF condizionate $P(F_{i+1} | F_i)$ non è per niente banale. Il metodo di simulazione subset utilizza un algoritmo efficiente di tipo *Markov Chain Monte Carlo* (MCMC) per campionare secondo $P(F_{i+1} | F_i)$. Ciò riduce di molto il numero di simulazioni richieste rendendolo adatto con la complessità del calcolo strutturale, infatti per il calcolo della probabilità di collasso ad ogni simulazione corrisponde, come descritto nel seguito, ad una analisi strutturale non lineare completa.

In termini formali, il dominio di insuccesso è definito come:

$$F = \{\underline{\theta}: D(\underline{\theta}) > C(\underline{\theta})\} = \left\{ \underline{\theta}: Y(\underline{\theta}) = \frac{D(\underline{\theta})}{C(\underline{\theta})} > 1 \right\} \quad (3)$$

Dove la variabile scalare $Y(\underline{\theta})$ rappresenta il rapporto domanda $D(\underline{\theta})$ su capacità $C(\underline{\theta})$ globale della struttura. Dunque si può descrivere la sequenza dei domini di insuccesso come $F_i = \{\underline{\theta}: Y(\underline{\theta}) > y_i\}$ dove $0 < y_1 < y_2 < \dots < y_m$.

Nel seguito, la capacità strutturale, definita come il valore soglia dello stato limite di danno severo, è calcolata attraverso il metodo di analisi non lineare statica o *static push-over*. Secondo la normativa (OPCM 3274, 2003) lo stato limite di danno severo

si raggiunge quando il primo elemento va in crisi, cioè, quando la rotazione di corda raggiunge i tre quarti della rotazione ultima. Quindi, la capacità globale di spostamento della struttura è ricavata dalla curva derivante dalla SPO in cui lo spostamento massimo è quello strutturale relativo a tale rotazione ultima. La prestazione strutturale in termini di confronto capacità-domanda è calcolata secondo il *capacity spectrum method* (CSM), cioè definendo, lo spostamento al punto di incrocio tra la curva di capacità per un sistema di un grado di libertà *equivalente* (Fajfar, 1999) alla struttura analizzata e il corrispondente spettro inelastico ricavato da quello elastico di norma per la sismicità della zona per la condizione di suolo al sito in cui si trova la struttura. A seguito della definizione del dominio di collasso come in Eq. (3), si può definire la funzione stato limite $G(\underline{\theta})$ come:

$$G(\underline{\theta}) = \ln \frac{1}{Y(\underline{\theta})} = \ln \frac{C(\underline{\theta})}{D(\underline{\theta})} = \ln C(\underline{\theta}) - \ln D(\underline{\theta}) \quad (4)$$

Dove $G(\underline{\theta})$ assume un valore non-positivo quando la particolare realizzazione di $\underline{\theta}$ appartiene al dominio di insuccesso, cioè quando lo stato limite di danno severo è stato raggiunto o superato e valore positivo altrove. Il rapporto tra la media e la dispersione di $G(\underline{\theta})$, denominati rispettivamente μ_G e σ_G , è noto come indice di affidabilità $\beta_C(\underline{\theta})$ di Cornell (Cornell, 1969):

$$\beta_C(\underline{\theta}) = \frac{\mu_{G(\underline{\theta})}}{\sigma_{G(\underline{\theta})}} = \frac{\mu_{\ln Y(\underline{\theta})}}{\sigma_{\ln Y(\underline{\theta})}} \quad (5)$$

Dove $\mu_{\ln Y(\underline{\theta})}$ e $\sigma_{\ln Y(\underline{\theta})}$ rappresentano rispettivamente il valore medio e la dispersione del logaritmo naturale di $Y(\underline{\theta})$. $\beta_C(\underline{\theta})$ è calcolato in relazione alla domanda e alla capacità strutturale in Eq. (4) come:

$$\beta_C(\underline{\theta}) = \frac{\mu_{\ln D(\underline{\theta})} - \mu_{\ln C(\underline{\theta})}}{\sqrt{\sigma_{\ln D(\underline{\theta})}^2 - 2\rho_{\ln D(\underline{\theta})\ln C(\underline{\theta})}\sigma_{\ln D(\underline{\theta})}\sigma_{\ln C(\underline{\theta})} + \sigma_{\ln C(\underline{\theta})}^2}} \quad (6)$$

Si noti come l'indice di affidabilità dipenda anche dal coefficiente di correlazione tra la domanda e la capacità strutturale indicato nella Eq. (6) come $\rho_{\ln D(\underline{\theta})\ln C(\underline{\theta})}$. Nell'ipotesi che i logaritmi di domanda e di capacità si possano rappresentare attraverso distribuzioni probabilistiche di tipo *gaussiano*, anche $G(\underline{\theta})$ risulta di tipo gaussiano. Dunque, è possibile derivare la probabilità di insuccesso in forma chiusa attraverso l'indice di affidabilità come:

$$\begin{aligned} P(F) &= P(G(\underline{\theta}) < 0) = \\ &= F_{G(\underline{\theta})}(0) = \Phi\left(\frac{-\mu_{G(\underline{\theta})}}{\sigma_{G(\underline{\theta})}}\right) = \Phi(-\beta_C(\underline{\theta})) \end{aligned} \quad (7)$$

Dove $\Phi(\cdot)$ è la funzione di Gauss, tabellata nei testi di probabilità. Invertendo la Eq. (7), si può calcolare $\beta_C(\underline{\theta})$ relativo alla $P(F)$ come:

$$\beta_C(\underline{\theta}) = -\Phi^{-1}(P(F)) \quad (8)$$

Calcolando $P(F)$ utilizzando un algoritmo di simulazione come in Eq. (2) oppure in Eq. (1), l'indice di affidabilità così calcolato, è concettualmente analogo ad un fattore di sicurezza per la struttura. Va notato che in questo caso l'indice di sicurezza viene calcolato come una misura scalare e quantitativa della affidabilità della struttura in relazione al vettore di variabili aleatorie $\underline{\theta}$. La Figura 3 mostra la distribuzione gaussiana per la variabile standardizzata $U = (G(\underline{\theta}) - \mu_G) / \sigma_G$.

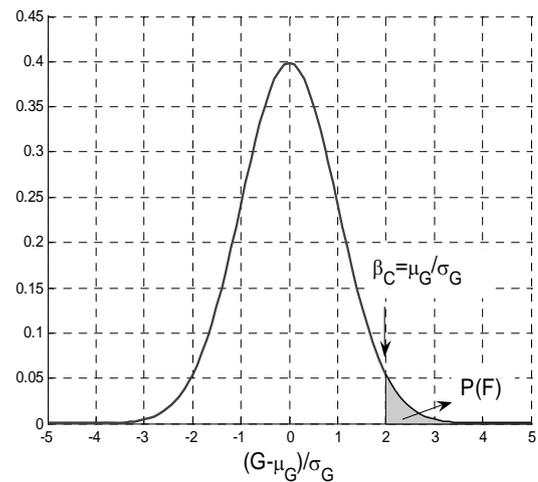


Figura 3. Rappresentazione dell'indice di affidabilità

E' facile verificare che la probabilità di collasso, come definita in Eq. (7), è rappresentata dall'area al di sotto della curva per i valori di U è maggiore di $U^* = \mu_G / \sigma_G = \beta_C$. Dunque, a valori crescenti di $\beta_C(\underline{\theta})$ corrispondono di probabilità di insuccesso decrescenti, in altre parole, vi si associa un livello di confidenza maggiore.

4 MODELLAZIONE DELLE INCERTEZZE

Si è anticipato nella sezione precedente come il vettore di parametri $\underline{\theta}$ contenga i parametri incerti

coinvolti nel processo di valutazione sismica della struttura, ad esempio, l'incertezza legata alla azione sismica, l'incertezza nelle proprietà dei materiali e le incertezze relative ai difetti di costruzione. Il lavoro presentato si focalizza sulle incertezze che hanno diretta influenza sulla modellazione strutturale e che pertanto possono essere differenzialmente caratterizzate nella valutazione di edifici esistenti e nella progettazione di strutture nuove. Nel caso degli edifici esistenti tali incertezze sono basate sulla quantità (e qualità) delle informazioni disponibili o acquisibili. In altre parole, la distribuzione di probabilità $q(\underline{\theta})$ sarebbe meglio caratterizzata quale distribuzione condizionata $q(\underline{\theta}|I)$, in cui I riflette lo stato di conoscenza sulle variabili aleatorie $\underline{\theta}$. Perciò, ci si è riferiti ai valori di $q(\underline{\theta}|I)$ come le plausibilità di ogni valore possibile del parametro aleatorio in questione, per sottolineare la tale dipendenza dalle informazioni disponibili. Detto (I_1) l'insieme delle informazioni sullo stato della struttura ad un momento della valutazione, utilizzando la procedura di *updating* tipo bayesiano (Berger, 1985), si può formalmente aggiornare $q(\underline{\theta}|I_1)$ a seconda delle ulteriori informazioni acquisite (I_2) per arrivare alla distribuzione aggiornata $q(\underline{\theta}|I_2, I_1)$. Nell'ambito del metodo bayesiano, ci si riferisce a $q(\underline{\theta}|I_1)$ come la distribuzione *a priori* e parallelamente ci si riferisce a $q(\underline{\theta}|I_2, I_1)$ quale distribuzione *a posteriori*. Si può quantificare l'aumento di livello di confidenza nella valutazione strutturale attraverso i livelli di conoscenza definiti nelle norme utilizzando il metodo bayesiano. Lo studio presentato qui si limita alla caratterizzazione della distribuzione a priori $q(\underline{\theta}|I_1)$ indicata per semplicità come $q(\underline{\theta})$, in cui, I_1 sintetizza le informazioni ricavate dalla relazione originale di progetto e l'esperienza generale sulla costruzione degli edifici in cemento armato. Il livello di informazione I_1 è compatibile con lo stato di conoscenza assunto per la struttura in esame, cioè livello II (adeguato) prima di eseguire le prove e le verifiche in sito.

Le incertezze considerate nello studio qui presentato sono relative due sorgenti di incertezza di tipo diverso: (1) le proprietà meccaniche dei materiali di interesse per la valutazione strutturale, (2) i dettagli di armatura che influenzano la capacità di elemento in termini di legame *momento-rotazione* (definiti come *difetti*). In particolare per le incertezze di tipo (2) si è considerato che, noti i quantitativi e la disposizione di progetto, potesse esserci incertezza comunque legata a: (a) percentuali geometriche di armatura effettivamente presenti negli elementi, (b)

disposizione che può non rispettare il progetto della carpenteria, (c) qualità dell'ancoraggio. Altre incertezze relative ai dettagli di armatura e che sono di sicuro interesse per la valutazione sismica degli edifici esistenti, sebbene non inclusi allo stato del presente studio, sono: quantità e disposizione delle armature trasversali, dettagli che influenzano il comportamento dei nodi in relazione alle crisi per rottura del pannello o sfilamento.

Le incertezze nei dettagli sono sintetizzate direttamente dalle variabili aleatorie discrete che entrano nella valutazione dei legami sollecitazione-spostamento di elemento. Per ogni tipologia (a, b, c) di incertezza nei dettagli è stato necessario determinare alcuni fattori, cioè, i vari possibili difetti in ciascun elemento, le corrispondenti plausibilità e l'eventuale correlazione con i difetti di altri elementi. Per valutare i possibili difetti si è dapprima effettuata la distinzione tra travi e pilastri. Per quanto riguarda le travi si è assunto che l'ancoraggio di estremità delle armature (sia superiori che inferiori) possa essere di tre tipi: ben fatto, non ben fatto, assente. Si è anche considerato che l'errore (umano) di posizionamento delle armature nelle sezioni possa risultare nella mancanza di barre così come definite nella relazione originale.

Per quanto riguarda i pilastri una possibile incertezza specifica è quella relativa alla sovrapposizione delle armature, anche in questo caso si sono fatte tre ipotesi sulla sovrapposizione: completamente efficace, parzialmente efficace, scarsamente efficace. Per i pilastri si considera anche la possibilità che sia stato erroneamente confuso il diametro, quando in un area di getto unico (piano) sono stati previsti dal progettista due diametri di misura successiva.

A ciascun possibile difetto è stata associato peso un relativo secondo la plausibilità. Questa è stata arbitrariamente assegnata sulla base di informazioni disponibili ed esperienza. I valori di plausibilità possono essere aggiornati nel caso ci siano nuove informazioni, per esempio, a causa di disponibilità di prove in sito. I valori assegnati di plausibilità sono utilizzati come distribuzione di probabilità di massa (PMF).

Per quanto riguarda gli aspetti di correlazione, si sono distinti tre livelli: (1) che alcuni difetti di elemento possano essere indipendenti dagli altri (*difetti locali*); (2) che possano essere interamente correlati a quelli degli altri elementi (*difetti sistematici*) solo in zone attigue della struttura, ad esempio, le zone relative alla stessa fase del getto (zone di getto unico); (3) che possano essere interamente correlati per tutta struttura. Per il telaio in esame si intende una specifica tipologia di elemento strutturale interna ad un piano come una zona di getto unico a cui riferire la eventuale correlazione.

In Tabella 1 si sintetizzano i possibili difetti, le plausibilità relative assegnate e le caratteristiche di correlazione con gli altri elementi

Tabella 1. Modellazione probabilistica dell'incertezza nei dettagli di armatura.

Difetto	Possibilità	Prob.	Tipo
Ancoraggio (Trave)	Ben fatto (100% effettiva)	0.900	Sistematico per la struttura
	Non ben fatto (75% effettiva)	0.075	
	Assente (50% effettiva)	0.025	
Disposizione diametro (Pilastrici)	ϕ 16	0.950	Sistematico per piano e tipologia
	ϕ 14	0.050	
Sovrapposizione (Pilastrici)	100% Area effettiva	0.900	Sistematico per piano e tipologia
	75% Area effettiva	0.100	
Errori di posizionamento (Pilastrici)	Posizionamento più probabile	0.950	Sistematico per piano e tipologia
	Posizionamento meno probabile	0.050	
Mancanza delle armature (Travi)	Manca una barra	0.050	Sistematico per piano e tipologia
	Non manca una barra	0.950	

Per quanto riguarda i materiali, la modellazione dell'incertezza nella resistenza a compressione del calcestruzzo e della resistenza allo snervamento dell'acciaio (Tabella 2), si è fatto riferimento a studi statistici sulla relazione originale di calcolo per il progetto e sulle caratteristiche dei materiali per le strutture di epoca di costruzione compatibile con quella dell'edificio in oggetto (Verderame et al., 2001a; Verderame et al., 2001b).

Tabella 2. Modellazione probabilistica delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Variabile	Distribuzione	Media [kg/cm ²]	COV
f_c	Lognormale	165	0.15
f_y	Lognormale	3200	0.08

5 ANALISI E RISULTATI

La capacità della struttura $C(\theta)$, sia in termini di resistenza sia in termini di spostamento, è calcolato nell'ambito di questo lavoro attraverso la analisi statica non lineare. Il comportamento non lineare nella struttura è modellato secondo il concetto di *plasticità concentrata*, cioè, localizzando il comportamento inelastico degli elementi in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità degli stessi. La cerniera plastica è modellata secondo il *one component model* che consiste dell'accoppiamento in serie di un

elemento elastico e un di elemento rigido plastico. La caratterizzazione della rigidità di quest'ultimo è legata al legame *momento-rotazione* derivato dall'analisi della sezione in cemento armato. In questo studio, l'analisi della sezione è basata sui legami costitutivi di *Mander-Priestly* (Mander et al., 1988) per il calcestruzzo, nell'ipotesi di calcestruzzo non-confinato, ed elasto-plastico per l'acciaio. Per la caratterizzazione del comportamento della cerniera distinguono quattro tratti: fase rigida, fase fessurata, fase post-snervamento, fase post-picco. Oltre che la deformabilità flessionale, la rotazione al limite elastico tiene conto anche di quella tagliante e dello scorrimento delle barre di armatura secondo la normativa (OPCM 3431, 2005). La rotazione plastica viene calcolata attraverso una misura della lunghezza della regione plastica determinata attraverso le formulazioni normative. Per il comportamento fase post-picco si suppone che la resistenza della sezione cada repentinamente a zero, il che conduce ad un diagramma momento-rotazione trilineare. La Figura 4 mostra un legame tipico per un elemento del modello della struttura considerato. Siccome la verifica sismica è relativa al lo stato limite di danno severo la crisi risulta essere di elemento, per riflettere questa condizione la rotazione ultima nei diagrammi è definita come i tre quarti della rotazione ultima valutata secondo norma.

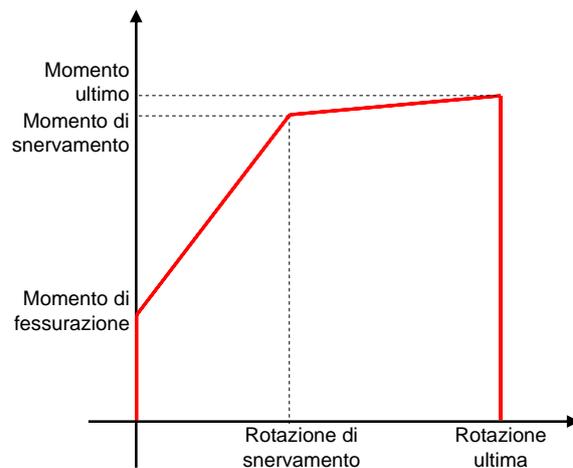


Figura 4. Diagramma tipico momento-rotazione per il modello strutturale a plasticità concentrata considerato

La curva di capacità della struttura è rappresentata in termini di taglio alla base e spostamento in sommità. Le analisi non-lineari statiche sono eseguite con il software di calcolo SAP2000 (ver. 10). I carichi gravitazionali sono ricavati dalla relazione di calcolo originale del progetto. Le forze orizzontali sono state calcolate secondo la procedura di normativa sulla base della forma modale relativa al primo modo. La stessa forma è stata anche utilizzata per il calcolo del fattore di partecipazione modale corrispondente al primo modo. Per la verifica di prestazione sismica la curva di capacità viene trasformata

in quella di un sistema ad un solo grado di libertà utilizzando il medesimo fattore di partecipazione e successivamente bilinearizzata così come prescritto dal CSM. La capacità della struttura in termini di spostamento corrisponde, su tale curva, al punto in cui il primo elemento raggiunge lo stato limite sopra descritto. Ad esso segue una caduta di taglio alla base. L'azione sismica viene modellata attraverso lo spettro elastico di normativa relativo alla condizione del suolo al sito dell'edificio, che nel caso in esame è di tipo B. Tale forma spettrale va poi ancorata all'accelerazione di picco su roccia (a_g) corrispondente alla zona sismica del sito e legata alla accelerazione di picco al suolo con un periodo di ritorno di 475 anni (ovvero 10% frequenza di superamento in 50 anni). Al sito considerato compete un valore di a_g pari a 0.25g. La domanda strutturale $D(\underline{\theta})$ è ottenuta come spostamento letto sullo spettro in elastico, modificato attraverso un fattore che dipende dalle proprietà inelastiche della struttura.

Come descritto nella sezione di metodologia, si è implementato un algoritmo di simulazione sia Monte Carlo (MCS) sia Subset (SS) per il calcolo della affidabilità della struttura. Ogni singola realizzazione nel processo di simulazione corrisponde ad un'analisi statica non lineare della struttura e un'applicazione del CSM.

5.1 Presentazione dei risultati

Le analisi di affidabilità sono state eseguite in due casi: (i) quando $\underline{\theta}$ rappresenta le sole incertezze nelle proprietà dei materiali; (ii) quando $\underline{\theta}$ comprende incertezze sia nelle proprietà dei materiali che nei dettagli di armatura.

5.1.1 Caso I: Proprietà dei materiali

L'analisi di simulazione subset è utilizzata per il calcolo di probabilità di collasso così come definita in precedenza. Essa viene eseguita in due livelli, in cui ciascuno contiene 50 simulazioni. L'errore nel calcolo di $P(F_1) = 0.20$ (primo livello) è uguale a 28%, mentre per calcolo di $P(F_2) = 0.04$ (fine di secondo livello) esso è uguale a 48%. La Figura 5 mostra le curve SPO per i due livelli; ad ogni curva corrisponde una realizzazione del vettore di parametri $\underline{\theta}$ secondo la procedura di simulazione per cui $\underline{\theta} = \{f_c, f_y\}$. La soglia dello stato limite viene evidenziata come la perdita verticale di taglio alla base, che rappresenta il momento in cui il primo elemento raggiunge la capacità ultima in termini di rotazione relativa allo stato limite di danno severo. Le analisi statiche non lineari sono eseguite in controllo di spostamento. Per garantire la convergenza del programma ed il raggiungimento della crisi di elemento

è stato necessario mantenere un numero di passi nella analisi molto alto. Le analisi presentate in questo studio sono eseguite con passi molto piccoli, cioè, $\delta_{\max} = 0,25 m$ e $N_{\max} = 7000$, dove δ_{\max} rappresenta lo spostamento massimo raggiungibile della sommità e N_{\max} rappresenta il numero massimo dei passi. Comunque, malgrado queste misure, si potrebbero ancora trovare alcune curve che non raggiungono la reale capacità ultima come si vede nella Figura 5 per il secondo livello. Tale effetto tende a sottovalutare la capacità strutturale, dunque, esso sopravvaluta il valore di $Y(\underline{\theta}) = D(\underline{\theta})/C(\underline{\theta})$.

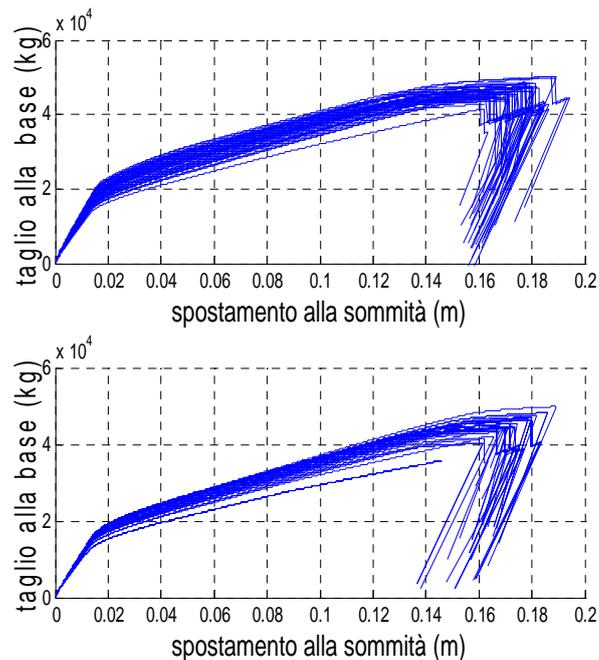


Figura 5. Le curve di capacità per i diversi livelli di simulazione subset

La Figura 6 riporta gli istogrammi per il rapporto domanda su capacità, $Y(\underline{\theta}) = D(\underline{\theta})/C(\underline{\theta})$, relativi ai livelli di simulazione subset. Il primo livello, essendo del tutto equivalente ad una procedura di Monte Carlo, appare simile ad una distribuzione gaussiana centrata intorno a $Y(\underline{\theta}) = D(\underline{\theta})/C(\underline{\theta}) = 0.77$, mentre essendo il secondo livello calcolato secondo una procedura Markov Chain Monte Carlo, la distribuzione corrispondente tende a coprire una coda a destra e si avvicina a valori più grandi di $Y(\underline{\theta})$.

La Figura 7, insieme alla Figura 8, rappresenta gli istogrammi relativi ai campionamenti delle variabili aleatorie $\underline{\theta} = \{f_c, f_y\}$.

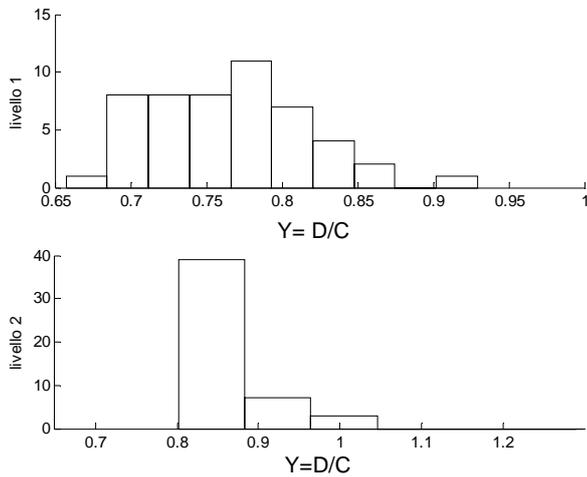


Figura 6. Istogrammi del rapporto domanda su capacità

Oltre che essere un mezzo molto efficiente per calcolare la probabilità di collasso, la simulazione subset fornisce anche informazioni sulla sensibilità del rapporto $Y(\theta) = D(\theta)/C(\theta)$ a ogni elemento del vettore delle variabili aleatorie θ . La procedura di simulazione subset cerca di campionare le distribuzioni degli elementi di θ in modo tale che i valori relativi di $Y(\theta)$ aumentino. Quindi, ci si attende che la distribuzione condizionata di un parametro, rispetto al quale la probabilità di insuccesso sia poco variabile, non cambi molto tra i diversi livelli di simulazione subset. Ad esempio, l'istogramma relativo alla resistenza del calcestruzzo sembra variare in una maniera più significativa attraverso i livelli di subset rispetto a quello dell'acciaio. Quindi la prima si presenta come una variabile rispetto alla quale la probabilità di collasso è più sensibile. In ogni caso, tutte e due, nel diminuire, mostrano una tendenza a far diminuire la capacità strutturale attraverso i livelli.

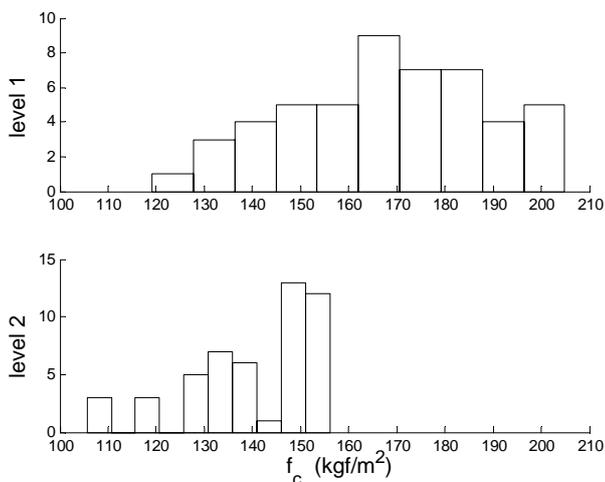


Figura 7. Istogrammi relativo a resistenza del calcestruzzo

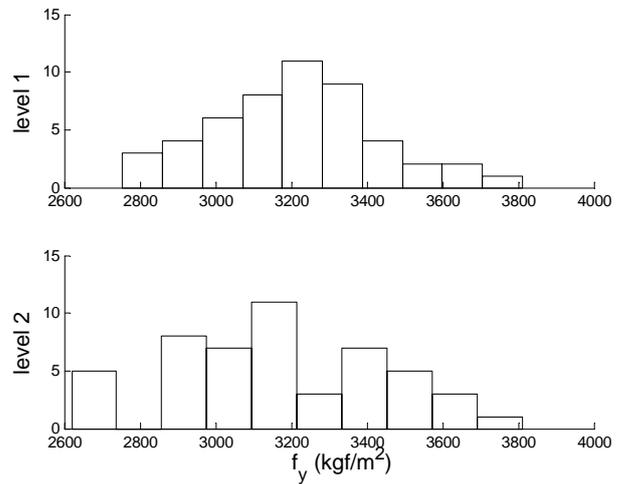


Figura 8. Istogrammi relativo alla resistenza dell'acciaio

5.1.2 Caso II: Incertezze nelle proprietà dei materiali e nei dettagli strutturali

Nel secondo caso qui studiato, il vettore di parametri aleatori contiene anche i parametri che sono stati sintetizzati in precedenza come difetti strutturali (si veda la sezione 4). Come passo preliminare, le distribuzioni probabilità (ovvero le plausibilità relative) dei difetti strutturali sono assegnate sulla base di informazioni a priori che non tengono conto di eventuali prove in sito. Quindi, in teoria, tali distribuzioni verranno aggiornate seconda le informazioni disponibili da prove e verifiche.

Una analisi di simulazione tipo Monte Carlo (MCS) è utilizzata per il calcolo della probabilità di insuccesso. Essa viene eseguita con 500 simulazioni dove l'errore nel calcolo di $P(F) = 0.20$ è uguale a 8%, mentre per il calcolo di $P(F) = 0.04$ è uguale a 22%. La Figura 9 riporta gli istogrammi per il rapporto domanda su capacità, $Y(\theta) = D(\theta)/C(\theta)$. La Figura 10 illustra gli istogrammi del periodo effettivo per la struttura in esame.

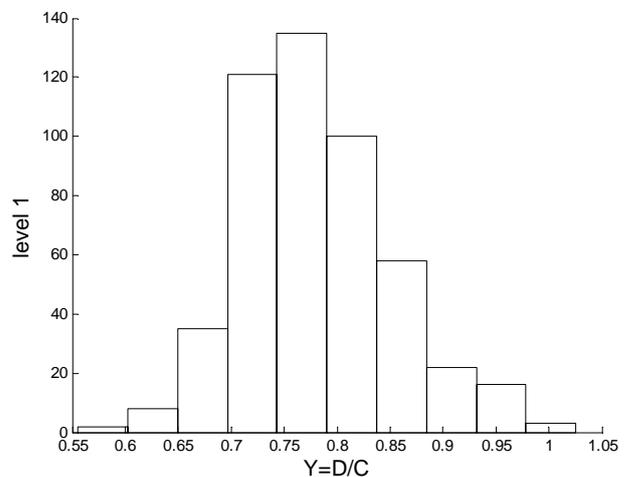


Figura 9. Istogrammi di rapporto domanda su capacità

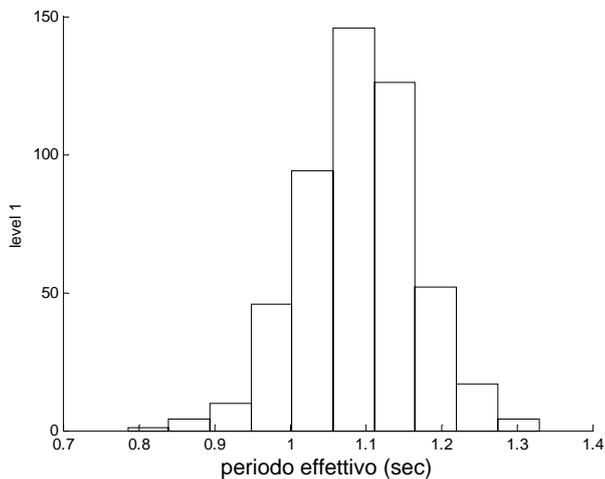


Figura 10. Istogrammi del periodo effettivo del telaio in esame

Per quanto riguarda i difetti strutturali, ci si attende che la probabilità di collasso sia significativamente sensibile all'insieme di variabili che rappresentano i difetti e non particolarmente sensibile ad una singola variabile.

5.1.3 Discussione: Confronto tra i due casi e il metodo della normativa

Ci sono diversi modi in cui si possono rappresentare e confrontare le distribuzioni di probabilità per $Y(\theta) = D(\theta)/C(\theta)$ relative ai casi presentati nelle sezioni precedenti. La Figura 11 presenta come tratteggiate le distribuzioni di probabilità complementari (CCDF) di $Y(\theta)$, cioè, le probabilità di superare un specifico valore y di $Y(\theta)$ per i casi (i) e (ii). Le curve continue sono le CCDF lognormali definite attraverso due parametri statistici di $Y(\theta)$, cioè, media e dispersione. I tali parametri vengono calcolati sulla base delle realizzazioni di primo livello della simulazione subset (SS) per il caso (i), e sulla base dei risultati di MCS per il caso (ii). Si nota che le CCDF seguono le relative curve lognormali. Si può anche notare sulla curva CCDF di SS, per il caso (i), una tendenza di crescita per i valori più bassi di probabilità. Si ipotizza che tale tendenza sia dovuta alla presenza dei casi in cui la non convergenza numerica del software impedisca il calcolo preciso di $Y(\theta)$, come è stato accennato nella sezione 5.1.1. Comunque, l'approssimazione con una distribuzione lognormale ha il vantaggio di moderare tale irregolarità.

Siccome il valore medio di $Y(\theta) = D(\theta)/C(\theta)$ è intorno a 0.75-0.80, per calcolare la probabilità di collasso, $P(F) = P(Y(\theta) > 1)$, con un errore di calcolo accettabile sarebbero necessarie più simulazioni. Per evitare ciò si è fatto ricorso alla approssimazione con la corrispondente CCDF lognormale.

Nel caso (ii), in cui sono considerate tutte le incertezze nei parametri dei materiali e nei difetti strutturali, le curve (tratteggiata e continua) sono vicine.

Questo è soprattutto dovuto al numero maggiori di campioni (500 rispetto a 50) in tale caso. Come previsto, nel caso (ii) (entrambi materiali e difetti) la relativa CCDF è più grande che quella del caso (i). La Figura 12 mostra le PDF lognormali per i due casi (ottenute come citato sopra). Per il primo caso la probabilità che $Y(\theta)$ superi l'unità (aria sotto la curva per i valori più di grande di 1) è uguale a 3.55×10^{-5} . Essa è uguale 4.5×10^{-3} per il secondo caso.

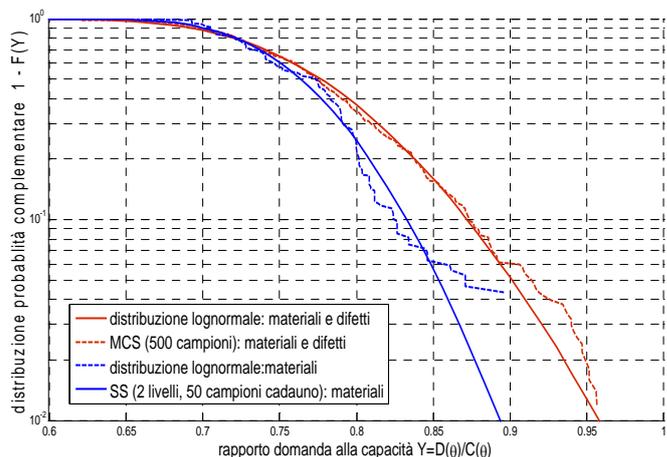


Figura 11. Le curve di probabilità complementare per i due casi insieme alle relative curve PDF lognormali

Per i motivi di confronto con il codice, sono presentati anche i valori di $Y(\mu_{f_c}, \mu_{f_y})$ e $Y(\mu_{f_c}/FC, \mu_{f_y}/FC)$ dove μ_{f_c} è il valore medio della resistenza del calcestruzzo, μ_{f_y} è il valore medio della resistenza dell'acciaio e FC è il fattore di confidenza.

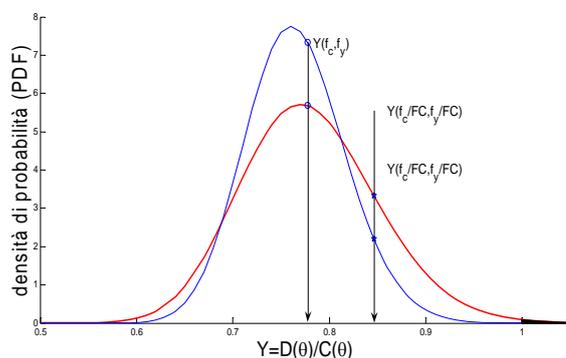


Figura 12. Le PDF di rapporto domanda alla capacità nei due casi (i) e (ii)

La Figura 13 mostra l'indice di affidabilità di Cornell indicato sulla distribuzione gaussiana standard. La valutazione della struttura nel caso (ii) (entrambe le due classi di incertezza) si traduce nel valore $\beta_c = 2.6$. Tale valutazione nel caso I (soltanto incer-

tezze nelle proprietà dei materiali) si traduce nel valore $\beta_C = 4$.

Per interpretare le valutazioni di sicurezza secondo l'approccio di normativa in termini di indice di affidabilità, occorre assegnare una distribuzione di probabilità (PDF) al rapporto domanda alla capacità. Si è scelto di selezionare la medesima PDF lognormale derivata nel caso (ii) dove entrambe le incertezze nei parametri dei materiali e nei difetti strutturali sono considerate. Si osserva che alla valutazione della struttura relativa ai valori medi di f_c, f_y viene associato a $\beta_C = 0$ ovvero un livello di confidenza uguale al 50%, mentre secondo il metodo di normativa, cioè alla valutazione della struttura relativa ai valori medi di f_c, f_y divisi per il fattore di confidenza FC, viene associato a $\beta_C = 1$ ovvero un livello di confidenza pari a 84%.

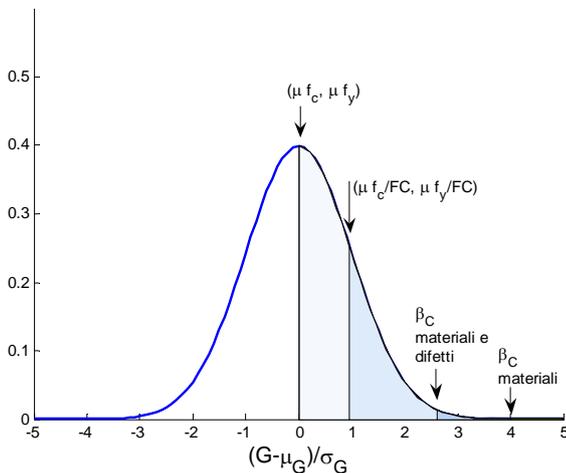


Figura 13. Indice di affidabilità di Cornell

6 CONCLUSIONI

Lo studio presentato è parte di un lavoro di ricerca che intende valutare e comprendere il livello di confidenza sulla sicurezza strutturale associato alla valutazione degli edifici esistenti eseguita secondo la recente normativa sismica italiana. In altre parole, dato un livello di conoscenza, l'obiettivo è stato quello di capire quale confidenza nella stima della capacità sismica fosse associata all'applicazione dei fattori di confidenza prescritti dal codice.

Le incertezze considerate nell'analisi di affidabilità sono relative alle proprietà dei materiali e ai dettagli strutturali, messi in relazione a possibili difetti di costruzione. Allo stato del lavoro presentato ci si è limitati ad una caratterizzazione a priori delle incertezze considerate con una valutazione semplificata dell'effetto meccanico che esse provocano (questo secondo aspetto riguarda soprattutto i dettagli di ar-

matura), tuttavia i modelli probabilistici proposti possono essere aggiornati con le informazioni provenienti da prove in sito che migliorino lo stato di conoscenza e attraverso modelli meccanici che descrivano più accuratamente i possibili difetti.

Il metodo utilizzato per stimare la distribuzione del parametro di prestazione strutturale, in questo caso il rapporto tra capacità e domanda, è di tipo simulazione (Monte Carlo e Subset) in cui ogni realizzazione corrisponde ad una applicazione del metodo del capacity spectrum e quindi richiede una analisi strutturale statica non lineare.

E' stato così possibile ricavare la distribuzione della prestazione strutturale in due casi: (i) sono considerate le incertezze sulle sole caratteristiche dei materiali, (ii) si considera sia la variabilità dei materiali che quella legata ai dettagli strutturali. La probabilità di collasso del caso (ii) è di due ordini di grandezza superiore al caso (i), il che indica una significativa influenza delle incertezze dei dettagli, almeno secondo le ipotesi effettuate sulla modellazione delle stesse. Attraverso il metodo di simulazione subset nel caso (i) è stato possibile valutare l'importanza relativa dei parametri di resistenza dei materiali. Si osserva che la prestazione strutturale è più sensibile alla resistenza del calcestruzzo rispetto a quella dell'acciaio.

Conseguentemente è stato possibile valutare la prestazione sismica della struttura secondo la procedura normativa nei due casi: (a) utilizzando i valori medi delle distribuzioni a priori delle proprietà dei materiali, (b) utilizzando i valori medi divisi per il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza dell'edificio. Alle prestazioni sismiche della struttura nei due casi è stato possibile associare un indice di affidabilità, beta, che fornisce una misura della confidenza sulla valutazione. Si è osservato, per il caso in esame, che l'utilizzo delle medie (a) porta ad un valore pressoché coincidente con la media della distribuzione della funzione di stato limite, mentre l'applicazione del fattore di confidenza (b) porta ad una stima che corrisponde alla media più una deviazione standard.

RINGRAZIAMENTI

Lo studio presentato in questo lavoro è stato sviluppato nell'ambito della Linea 2 del progetto triennale, 2005/2008, *ReLUIs – Dipartimento della Protezione Civile*.

BIBLIOGRAFIA

Alessandri, S., Monti, G., Goretti, A., Sbaraglia, L., Sforza, G. Metodi non distruttivi: livelli di conoscenza e fattori di confidenza. Convegno nazionale: Sperimentazione su Materiali e Strutture, IUAV, Venezia, 2006.

- Au, S.K., Beck, J.L. Subset simulation and its application to probabilistic seismic performance assessment. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE; 16(4): 263-77, 2003.
- Berger, JO. *Statistical Decision theory and Bayesian Analysis*, Springer-Verlag: New York, 1985.
- Cornell, C.A. A probability-based structural code. *ACI Journal*, 66(12): 974-985, 1969.
- Fajfar, P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 28:979-93, 1999.
- Iervolino I., Manfredi G., Polese M., Verderame G.M., Fabbrocino G. Seismic risk of r.c. building classes. *Engineering Structures*, 29:813-820, 2007.
- Jalayer, F., Franchin, P., Pinto, P.E. Considering structural modeling uncertainty in seismic reliability analysis of RC frames using advanced simulation methods, *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering - Compdyn*, Crete, Greece, 2007.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., e Park, R.. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 114(8), 1804-1825, 1988.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) n. 3274, Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* n. 105 del 8-5-2003 (Suppl. Ordinario n. 72), 2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) n. 3431, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* n. 107 del 10-5-2005 (Suppl. Ordinario n.85), 2005.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) n. 3519. Criteri per l'individuazione delle zone sismiche e la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* n. 108, 2006.
- Pinto, P.E. Reliability methods in earthquake engineering. *Progr. Struct. Engng Mater.*, 3:76-85. 2001.
- Pinto, P.E., Giannini, R. e Franchin, P. Seismic reliability analysis of structures. IUSS press, Pavia, 2004.
- Regio Decreto Legge (R.D.L.) 2229. *Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato*, 1939.
- Verderame, G.M., Manfredi, G., Frunzio G., Le proprietà meccaniche dei calcestruzzi impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60. *X Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza-Matera 9-13 settembre 2001a.
- Verderame, G.M., Stella, A., Cosenza, E., Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60, *X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Potenza e Matera 9-13 Settembre 2001b.