

# Vulnerabilità sismica di classi di edifici a telaio in C.A.: sensibilità della probabilità di superamento dello SLV ai dettagli costruttivi e ai materiali adottati

Roberto Gentile<sup>a</sup>, Leonardo Fondi<sup>b</sup>, Stefano Pampanin<sup>b,c</sup>

<sup>a</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, del Territorio, Edile e di Chimica, Politecnico di Bari

<sup>b</sup> Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

<sup>c</sup> Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand

*Keywords: seismic vulnerability assessment; exceeding probability; non-linear static analysis; Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA); fragility curves; acceleration-displacement spectrum;*

## ABSTRACT

L'assessment sismico di edifici esistenti è tipicamente basata ad un Indice di Sicurezza Sismica (ISS) definito come rapporto capacità/domanda (e.g. “%New Building Standard” in Nuova Zelanda o “Indice di Sicurezza” IS-V in Italia). Tuttavia, la relazione tra la definizione deterministica del ISS e la probabilità di superamento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) non è né lineare né univoca. Quindi per strutture con lo stesso ISS ma diversi dettagli costruttivi la probabilità di superamento di SLV non è, in generale, la stessa. Tale probabilità dipende dalle incertezze aleatorie (domanda) ed epistemiche (materiali, dettagli costruttivi, etc.) e quindi andrebbe valutata con metodi probabilistici, attualmente di difficile applicazione nella pratica professionale. In questo lavoro si è studiata la sensibilità della probabilità di superamento dello SLV ai materiali e ai dettagli costruttivi. Sono state definite 5 classi di edifici ascrivibili a diverse epoche costruttive e condotte centinaia di analisi statiche non-lineari nel dominio Accelerazione-Spostamento tramite SLaMA, metodo analitico introdotto nelle linee guida neozelandesi per l'assessment sismico. I risultati, se pur preliminari, indicano che la probabilità di superamento è più sensibile ai dettagli costruttivi rispetto ai materiali. Quindi sarebbe appropriato dedicare maggiore attenzione ai dettagli costruttivi nel contesto delle indagini in situ, spesso focalizzate sui materiali.

## 1 INTRODUZIONE

I metodi più comuni per effettuare una valutazione di vulnerabilità sismica per edifici in C.A. sono basati sulla stima di un Indice di Sicurezza Sismica (ISS), espresso come rapporto tra capacità (della struttura oggetto dello studio) e domanda (di una struttura equivalente di nuova progettazione) in senso deterministico. Anche se non fornisce una diretta indicazione sulla prestazione sismica dell'edificio in questione quando soggetta ad un terremoto di progetto, tale misura indica di fatto il rapporto tra l'intensità sismica che porta al raggiungimento dello stato limite della Salvaguardia della Vita (SLV) e la domanda attesa per il sito in esame. Tuttavia questo parametro non permette di derivare direttamente informazioni riguardo la probabilità di superamento di tale stato limite.

E' lecito attendersi che la relazione tra l'indice di sicurezza sismica e la probabilità di superamento dello stato limite della Salvaguardia della Vita Umana (SLV) non sia univocamente definita, né tantomeno sia da considerarsi lineare. Inoltre un approccio basato su tale indice di

sicurezza non tiene esplicitamente conto della variabilità della risposta strutturale dovuta alle incertezze epistemiche (prestazione dei materiali, dettagli costruttivi) e aleatorie (azione sismica), ma, per semplicità, si affida a valori medi o ridotti (spesso stimati a causa della limitata conoscenza dello stato di fatto dell'edificio). Quindi potrebbero sussistere situazioni in cui per due strutture (o classi di strutture), caratterizzate da diversi dettagli costruttivi e/o materiali, si registri uno stesso indice di sicurezza ma due valori differenti della probabilità di superamento dello SLV. Una stima più completa dell'incertezza legata a materiali e dettagli costruttivi può essere ottenuta con metodi probabilistici, attualmente di difficile applicazione nella pratica professionale.

L'obiettivo di questo lavoro è di quantificare, per edifici prototipo a telaio in C.A., la sensibilità della probabilità di superamento dello SLV alla tipologia di dettagli costruttivi e alle prestazioni di acciaio e calcestruzzo. Tali risultati potranno servire da guida per meglio interpretare i risultati di analisi di vulnerabilità sismica, condotte in termini deterministici, di edifici che possano

essere in qualche modo conformi ai prototipi analizzati in questo lavoro di ricerca.

Sono state definite 5 classi di edifici in C.A. con sistema resistente a telaio. Ciascuna classe è riferibile ad una diversa filosofia di progettazione (e.g. tensioni ammissibili/stati limite oppure carichi gravitazionali/carichi laterali), è caratterizzata da diverse tipologie di dettagli costruttivi e prestazione dei materiali. In definitiva ogni classe può essere considerata rappresentativa di una delle diverse epoche costruttive, considerando l'evoluzione dei maggiori codici normativi in materia di costruzioni (ad esempio, in Tabella 1 si mostrano i principali codici italiani).

Tabella 1. Evoluzione dei principali codici normativi italiani.

1939	1976	1996	2003	2008
RD 2229/39	L n.176 26/04/76	DM 16/01/96		DM 14/01/2008
		OPCM n. 3274 20/03/2003*		

\*Non cogente

Per ogni classe è stata considerata la variabilità delle proprietà di calcestruzzo e acciaio, calcolando una curva di capacità in forma bilineare per ciascun caso. Tali curve sono state ottenute tramite la procedura analitica SLaMA (Simple Lateral Mechanism Analysis), introdotta dalle linee guida neozelandesi NZSEE 2017 "Seismic Assessment of Existing Buildings". Tramite un approccio completamente analitico (senza dunque necessità di analisi numeriche con calcolatore) è possibile valutare l'effettiva gerarchia delle resistenze degli elementi strutturali, considerando anche possibili rotture fragili dei nodi trave-colonna e derivare i meccanismi di collasso locali e globali, ottenendo una curva di capacità (forza-spostamento) del sistema strutturale e quindi dell'intero edificio. Esempi di applicazione di SLaMA su edifici casi studio si possono trovare in Gentile et al., 2017, Del Vecchio et al. 2017.

Confrontando la curva di capacità con la domanda di un edificio equivalente di nuova progettazione nel dominio ADRS si calcola l'indice di sicurezza sismica, definito nelle NZSEE2017 come %NBS (%New Building Standard), come illustrato in §3.2.1.

Per ogni curva di capacità ottenuta è stata calcolata una curva di fragilità (§3.3), considerando un gruppo di accelerogrammi naturali.

L'insieme dei risultati ottenuti permette di quantificare la sensibilità della probabilità di superamento dello Stato limite di salvaguardia della Vita, SLV) nei confronti delle incertezze sulle caratteristiche meccaniche dei materiali da un lato e dei dettagli costruttivi dall'altro. I risultati di questa indagine, se pur preliminare, mostrano come l'incertezza legata alla tipologia di dettagli

costruttivi abbia un peso molto maggiore sulla probabilità di superamento (SLV) rispetto all'incertezza legata alle prestazioni dei materiali.

I trend individuati potrebbero avere risvolti interessanti in ottica di pratica professionale, che in ambito di valutazione di edifici esistenti spesso vede l'attenzione focalizzata su (costose e invasive) indagini materiche in situ, che consentono di migliorare il livello di conoscenza e dunque il fattore di confidenza da adottarsi in fase di calcolo (EC8, NTC2008). I risultati di questo lavoro suggeriscono, come già suggerito in NZSEE 2017, di focalizzare le risorse sugli aspetti significativi e dunque in primis sulla determinazione dei particolari costruttivi adottati (laddove queste informazioni non siano ottenute tramite altre fonti) con indagini sui materiali mirate alle zone (connessioni, sottosistemi strutturali) dove una variazione delle caratteristiche meccaniche rispetto a valori medi stimati potrebbe comportare una modifica della gerarchia di resistenze locale e dunque un cambiamento dei meccanismi di collasso.

## 2 DEFINIZIONE DELLE CLASSI DI EDIFICI PROTOTIPO

L'analisi di sensibilità condotta in questo lavoro ha come oggetto 10 edifici prototipo, rappresentativi di cinque diverse epoche costruttive (§2.2). Per ognuna delle 5 classi analizzate sono stati considerati due edifici, di 3 e 6 piani, considerati rappresentativi delle configurazioni tipiche degli edifici esistenti con sistema a telaio. Le dimensioni geometriche degli edifici prototipo (§2.1) sono assunte costanti per tutte le classi analizzate. La prestazione dei materiali (§2.3) è caratterizzata da distribuzioni normali, la cui media e deviazione standard è stata assunta in maniera coerente con l'epoca di costruzione cui ogni classe afferisce.

### 2.1 Caratteristiche geometriche

Gli edifici caso studio presentano una pianta rettangolare e un sistema resistente composto da 3 identici telai nella direzione longitudinale e 2 telai di collegamento nella direzione trasversale (Figura 1). Tale configurazione si ispira ad un caso studio di tre piani progettato per soli carichi gravitazionali e testato in laboratorio presso le Università di Pavia e Potenza (Calvi et al., 2002; Pampanin et al., 2002; Braga et al., 2004).

Lo schema in elevazione dei telai longitudinali è mostrato in Figura 1, insieme allo schema in

pianta e le sezioni tipo degli elementi strutturali. E' importante sottolineare che i pattern di armatura mostrati in figura sono validi per le prime 4 classi

mentre sono differenti per la quinta classe (maggiori dettagli in §2.2).

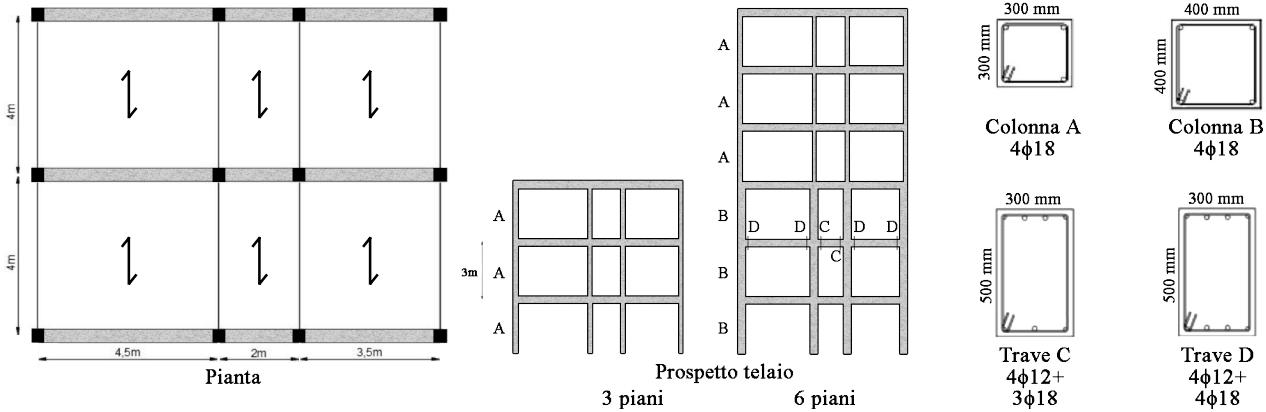


Figura 1. Edifici tipo: (a) pianta, (b) elevazione di un telaio longitudinale, (c) sezioni tipo degli elementi strutturali.

## 2.2 Classi tipologiche

Le classi tipologiche sono state definite ipotizzando diverse filosofie di progettazione degli elementi strutturali e definizione dei dettagli costruttivi dei nodi trave-colonna che rispecchiano l'evoluzione delle prescrizioni nei principali codici normativi a livello internazionale. Le corrispondenti proprietà dei materiali sono discusse nel Paragrafo 2.3. Considerando che gli edifici tipo sono ispirati ad un edificio italiano, in questo paragrafo si sceglie di collegare ciascuna classe all'evoluzione delle norme tecniche italiane.

Le prime tre classi afferiscono ad un periodo di costruzione precedente agli anni 70, dunque con progettazione secondo il Regio Decreto del 1939. Gli elementi resistenti sono verificati per soli carichi verticali con il metodo delle tensioni ammissibili. Non è dunque prevista alcuna progettazione per azioni laterali, né tantomeno considerazioni di gerarchia delle resistenze (Hollings, 1969) nei singoli elementi strutturali (i.e. flessione vs. taglio) o a livello di connessioni trave colonna (i.e. travi deboli/colonne forti). Le distribuzioni delle armature di travi e pilastri sono indicate in Tabella 2. Le tre classi pre-1970 differiscono per la tipologia di dettaglio costruttivo adottato per i nodi trave-colonna (Figura 2): le barre della trave terminano ad uncino per la classe 1, sono risvoltate all'esterno del pannello di nodo per la classe 2 e all'interno per la classe 3. In queste classi pre-1970 non si considera la presenza di staffe nei pannelli nodali. La tipologia di dettagli costruttivi presenti nei nodi trave-colonna è il parametro fondamentale che governa la resistenza dei pannelli nodali. Considerato che la rottura a

taglio del pannello nodale è espressamente considerata in SLaMA (§3.1) i dettagli costruttivi giocano un ruolo chiave nella determinazione del meccanismo di collasso dell'edificio.

A partire dalla classe 4 (post-1970') le verifiche strutturali sono effettuate considerando un minimo ammontare di carichi laterali associato alla sollecitazione del vento (dopo DM 3/10/1978). La progettazione è ancora basata sul metodo delle tensioni ammissibili, senza alcuna considerazione per il rispetto della gerarchia delle resistenze. Questa classe afferisce all'epoca 1975-2005 (prima di OPCM 3/05/2005). Secondo Manfredi et al., 2011, in quest'epoca era comune prevedere pannelli nodali non staffati e, in qualche caso, prevedere una sola staffa. Per considerare la condizione più sfavorevole sono stati previsti nodi non staffati per la classe 4 (Figura 2).

L'ultima classe, intesa come parametro di controllo, si riferisce ad edifici moderni (post NTC08), progettati con metodo force-based considerando i carichi sismici e il rispetto della gerarchia delle resistenze. E' stato ipotizzato che nei pannelli nodali sia presente una quantità di armatura trasversale sufficiente ad evitare la rottura dei pannelli stessi, protetti dalla formazione di cerniere plastiche nelle travi. Per questo motivo la suddetta armatura non è considerata espressamente in maniera quantitativa ed è rappresentata in maniera indicativa in Figura 2.

Tabella 2. Pattern di armatura per travi e colonne.

	Classi 1,2,3,4				Classe 5			
	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>st</sub>	s[mm]	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>st</sub>	s[mm]
Col.A/B	2φ18	2φ18	1φ8*	200	4φ20	4φ20	1φ12	100
Trave C	4φ12	3φ18	1φ8	200	4φ18	4φ18	1φ8	100
Trave D	4φ12	4φ18	1φ8	200	4φ18	4φ18	1φ8	100

\*1φ10 per classe 4

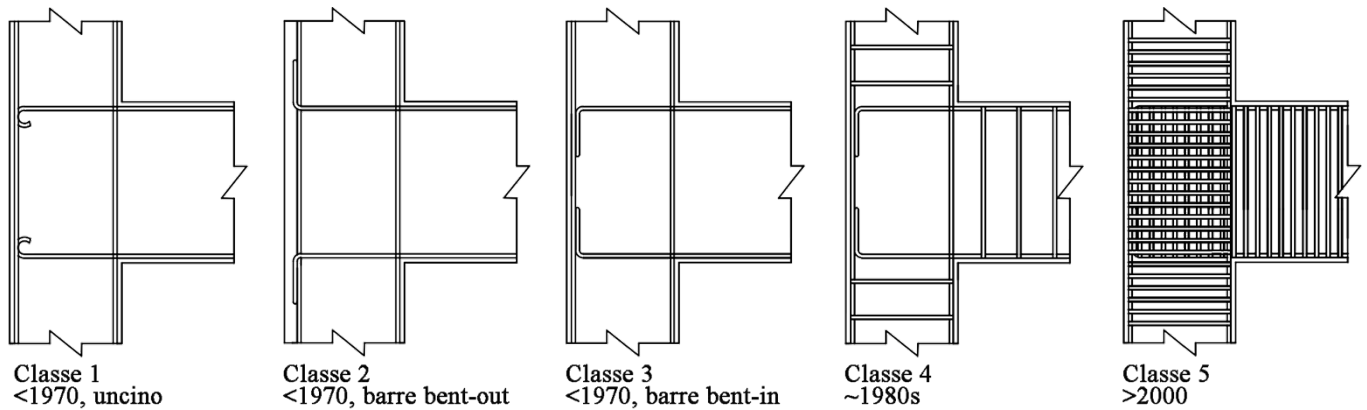


Figura 2. Dettagli costruttivi per i nodi trave/colonna indicativi delle varie epoche.

### 2.3 Caratteristiche meccaniche dei materiali

L'analisi di sensibilità ha previsto la caratterizzazione del calcestruzzo e dell'acciaio in maniera coerente rispetto all'epoca di costruzione presunta per ogni classe tipologica. Le caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo e la tensione di snervamento dell'acciaio sono riportate nella Tab 3 mentre le relative distribuzioni probabilistiche sono rappresentate in Figura 3 e Figura 4. Si ritiene che i valori scelti per le caratteristiche dei materiali riflettano le categorie indicate in Tab 3, adottate nelle epoche di riferimento per le classi tipologiche. Maggiori dettagli riguardo la categorizzazione dei materiali, e la loro evoluzione nel tempo rispetto alle norme di riferimento, possono essere trovati in Bianchi, 2015.

Relativamente alle prime 3 classi (pre-1970) le assunzioni che riguardano la media e deviazione standard della resistenza del calcestruzzo sono coerenti con le rilevazioni in Verderame et al., 2001, relative a prove sperimentali riguardanti calcestruzzi risalenti agli anni 60. Per la classe 4 (anni 80) si è scelto di caratterizzare il calcestruzzo coerentemente alle evidenze di Cristofaro et al., 2014, con riferimento a calcestruzzi degli anni 80.

Le analoghe quantità per la caratterizzazione dell'acciaio relative alle prime 4 classi sono state ricavate in maniera coerente con le misurazioni in Verderame et al., 2011, relative a sperimentazioni su provini di acciaio, i cui risultati sono forniti in maniera disaggregata per fasce temporali.

Per la classe 5 (post-2000), relativa a materiali moderni, si sono scelti valori medi di resistenza a compressione cilindrica e a trazione, rispettivamente,  $f_{cm}$  e  $f_{ym}$ , pari a 38MPa e 490MPa, rispettivamente per la resistenza del calcestruzzo e la tensione di snervamento dell'acciaio. La relativa deviazione standard,  $\sigma$ , è stata ottenuta imponendo che il frattile inferiore 5% fosse uguale al valore caratteristico (secondo NTC08).

Ai fini dell'analisi di sensibilità (§3) sono stati individuati, per ogni distribuzione considerata, 9 valori discreti campionati ad intervalli regolari compresi nell'intervallo  $[f_m - 2\sigma ; f_m + 2\sigma]$ , dove  $f_m$  indica il valore medio e  $\sigma$  la deviazione standard.

Tab 3. Caratteristiche meccaniche dei materiali.

Classe	calcestruzzo	acciaio
1,2,3	“Normale” $f_{cm} = 25.68$ MPa $\sigma_c = 8.64$ MPa	“Aq. 60” $f_{ym} = 322.34$ MPa $\sigma_y = 26.59$ MPa
4	“Rck 300” $f_{cm} = 25.68$ MPa $\sigma_c = 6.80$ MPa	“Fe B 44k” $f_{ym} = 430.03$ MPa $\sigma_y = 53.48$ MPa
5	“C 35/45” $f_{cm} = 38.00$ MPa $\sigma_c = 4.86$ MPa	“B 450 C” $f_{ym} = 490.00$ MPa $\sigma_y = 24.32$ MPa

\* $f_{cm}$ : resistenza a compressione cilindrica media

$f_{ym}$ : tensione di snervamento media;

$\sigma$ : deviazione standard

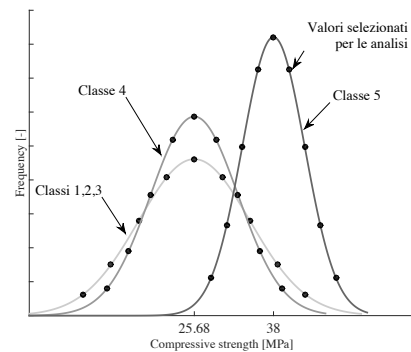


Figura 3. Distribuzioni probabilistiche della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo.

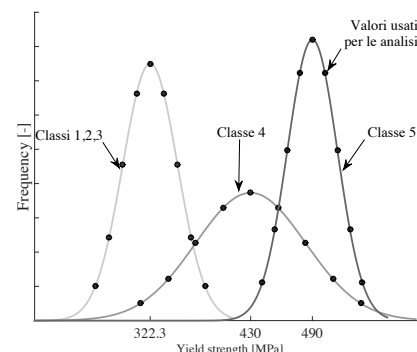


Figura 4. Distribuzioni probabilistiche della tensione di snervamento dell'acciaio.

### 3 METODOLOGIA

La metodologia adottata in questo lavoro di ricerca è descritta in Figura 5. Per ognuno dei due edifici appartenenti ad una stessa classe è stata effettuata un'analisi statica non-lineare (metodo SLaMA, vedi §3.1) per ogni combinazione dei valori discreti individuati per le caratteristiche meccaniche dei materiali (§2.3). Sono quindi state effettuate 81 analisi per ogni edificio prototipo, per un totale di 810 analisi. Utilizzando la domanda sismica da codice, per ognuno dei casi analizzati è stato dapprima calcolato l'indice di sicurezza sismica, definito mediante il parametro %NBS (% New Building Standard, Figura 7).

Considerando l'aleatorietà della domanda sismica (accelerogrammi naturali), per ogni curva di capacità a disposizione è stata calcolata una curva di fragilità associata al raggiungimento dello Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Basandosi sulla definizione del parametro %NBS, il calcolo è eseguito mediante una procedura (descritta in maggior dettaglio in §3.3) basata sul "capacity spectrum approach" ed eseguita in un dominio ADRS, spettro in Accelerazione-Spostamento. I risultati dell'analisi parametrica (§4) sono rappresentati in termini di "fusi" (fasci) di curve di capacità e curve di fragilità.

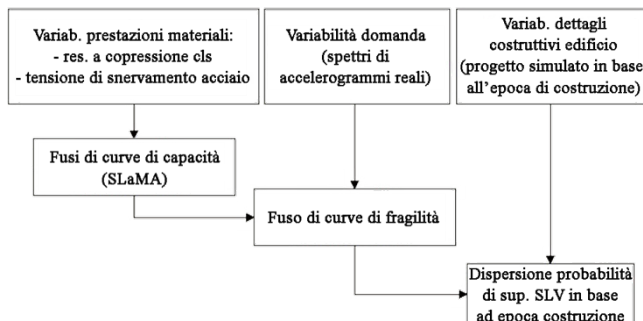


Figura 5. Descrizione della metodologia.

#### 3.1 Calcolo delle curve di capacità mediante l'uso del metodo SLaMA

Lo SLaMA (Simple Lateral Mechanism Analysis) è stato introdotto dalle linee guida neozelandesi nel 2006 (NZSEE2006) per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti nel 2006 e notevolmente integrato e migliorato nell'attuale versione (NZSEE 2017). La procedura può essere intesa come un'analisi Pushover condotta interamente "a mano", nella quale la curva di capacità della struttura in esame è calcolata mediante principi base come equilibrio e congruenza. L'obiettivo finale delle linee guida neozelandesi è quello di permettere l'identificazione, tramite l'uso di SLaMA, di

edifici particolarmente a rischio (detti "Earthquake Prone Buildings"), per i quali entro una certa soglia temporale è obbligatorio applicare una strategia di intervento o demolire.

Con SLaMA è possibile calcolare l'IS esprimendo la curva di capacità dell'edificio in termini di spettro Accelerazione-Spostamento, in linea con i principi del Direct Displacement-Based Assessment (Priestley 1997). Un esempio di applicazione passo-passo del metodo ad un edificio reale, inclusi effetti torsionali, si può trovare in Del Vecchio et al., 2017. Confronti analitico-numeric per valutarne l'efficacia sono stati condotti in Gentile et al., 2017.

Nella sua applicazione ad un sistema strutturale a telaio, il metodo parte dalla valutazione della capacità dei singoli elementi strutturali (travi, colonne, pannelli di nodo, pareti) utilizzando i concetti base dell'analisi sezionale oppure semplici software per il calcolo di curve momento-curvatura, etc. A questo punto viene valutata l'interazione tra i vari componenti strutturali adiacenti tra loro, ad esempio in sub-assemblaggi trave-colonna (Figura 2), valutando l'effettiva gerarchia di resistenze (Pampanin et al., 2007) e determinando gli elementi ai quali è ascrivibile il collasso di ogni sub-assemblaggio.

I risultati relativi a questi schemi parziali vengono "assemblati" sulla base di condizioni di equilibrio e congruenza per arrivare a determinare la curva di capacità (forza-spostamento) del sistema SDOF equivalente al telaio, secondo la definizione in Priestley et al., (2007). Il processo è impostato coerentemente con il meccanismo plastico atteso, così come suggerito dall'analisi degli schemi parziali. In prima fase possono essere considerate tre diverse ipotesi relative al meccanismo plastico (Figura 6): Beam-Sway (limite superiore della resistenza), meccanismo globale caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche su tutte le travi; Column-Sway, meccanismo di piano soffice; Mixed-Sway, meccanismo globale atteso caratterizzato dalla compresenza di cerniere plastiche in travi e colonne e rotture a taglio nei pannelli di nodo.

La curva di capacità della struttura è calcolata sommando opportunamente le curve di capacità dei singoli sistemi resistenti (telai, pareti, sistemi accoppiati) considerando gli effetti torsionali (Paulay 2001). Nel caso specifico, l'analisi statica non-lineare è stata condotta esclusivamente nella direzione longitudinale dell'edificio, nella quale non si registra nessuna eccentricità di rigidità e

di resistenza (Paulay 2001), data la simmetria del sistema strutturale. Per questo, la capacità globale dell'edificio è stata ottenuta sommando le curve di capacità dei tre telai (Mixed-Sway), limitando la capacità in spostamento al raggiungimento dello stato limite ultimo per il primo elemento strutturale (trave, colonna, pannello di nodo). Per questo motivo il punto ultimo delle curve di capacità così calcolate rappresenta lo stato limite ultimo dell'edificio (SLV).

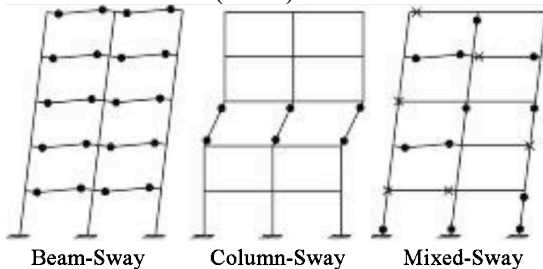


Figura 6. Meccanismi di collasso (after NZSEE 2017).

### 3.2 Valutazione della performance strutturale considerando l'aleatorietà della domanda

#### 3.2.1 %NBS (%New Building Standard)

L'Indice di Sicurezza Sismico adottato dalle NZSEE2017 è il parametro %NBS (Percentage of New Building standard), definito come la capacità sismica di un edificio rapportata alla domanda di un edificio di nuova progettazione (ad esso analogo) localizzato nel medesimo sito.

Per prima cosa è necessario rappresentare la curva di capacità dell'edificio all'interno di un dominio accelerazione-spostamento (ADRS). Nel caso specifico (utilizzando SLaMA) le curve di capacità sono già riferite ad un sistema SDOF. Quindi l'unica operazione necessaria è stata quella di dividere il taglio alla base per la massa efficace dell'edificio, assunta pari al 80% della massa totale (ritenuta appropriata per strutture a telaio di 3:6 piani).

Lo spettro elastico (domanda), espresso in formato ADRS, viene ridotto (in funzione dello smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ ) tramite il fattore  $\eta$  (Eq. 1), funzione della tipologia costruttiva e della capacità in duttilità dell'edificio (Priestley et al., 2007). L'intersezione della rigidità secante al punto ultimo della curva di capacità (SLV) con lo spettro permette di individuare la domanda di spostamento ( $\Delta_{dom}$ ). Il rapporto tra la capacità in spostamento dell'edificio ( $\Delta_{cap}$ ) e lo spostamento di domanda definisce %NBS (Figura 7). È importante sottolineare che questa valutazione va effettuata utilizzando uno spettro da codice. Tuttavia in questo lavoro la procedura è stata anche applicata

ad un gruppo di spettri derivanti da accelerogrammi naturali (§3.2.2) con l'obiettivo di includere esplicitamente l'incertezza aleatoria nell'analisi di sensibilità e calcolare le curve di fragilità.

$$\eta = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (1)$$

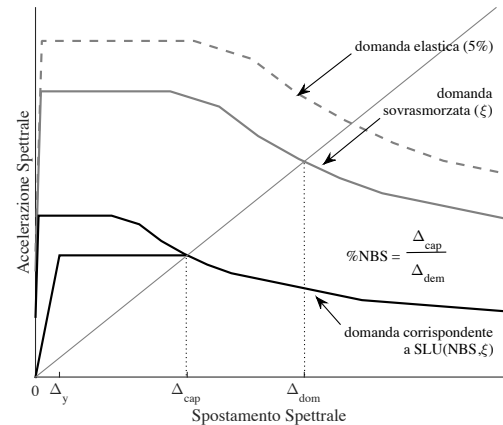


Figura 7. Determinazione di %NBS secondo NZSEE 2017.

#### 3.2.2 Accelerogrammi selezionati

La valutazione di %NBS, e delle curve di fragilità (§3.3), è stata effettuata selezionando un gruppo di 10 accelerogrammi naturali (Figura 8) per mezzo del software REXEL (Iervolino et al., 2009). Lo spettro obiettivo (NTC08) è caratterizzato da un periodo di ritorno di 500 anni, vita nominale pari a 50 anni, PGA = 0.36g, classe di suolo B, classe topografica T2.

La scelta/scalatura degli accelerogrammi naturali è stata effettuata imponendo che, nell'intervallo  $0.2T_1 \leq T \leq 2T_1$  (dove  $T_1$  è il periodo del primo modo di vibrare della struttura), la media dei loro spettri in pseudoaccelerazione fosse maggiore del 90% del corrispondente valore nello spettro obiettivo.

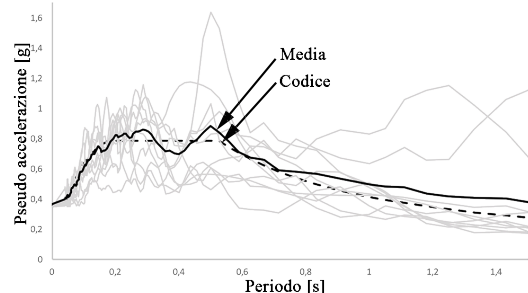


Figura 8. Accelerogrammi selezionati: componente principale scalata.

### 3.3 Calcolo delle curve di fragilità

Le curve di fragilità calcolate in questo lavoro sono state definite in funzione della probabilità di superamento dello stato limite ultimo dell'edificio (SLV), dato un livello di intensità sismica coerente con lo stato limite stesso. Il parametro di misura

dell'intensità sismica utilizzato è l'accelerazione spettrale relativa al periodo elastico dell'edificio,  $S_a(T_1)$ . Nel corso di studi futuri sarà effettuata un'analisi di sensibilità relativa al parametro di intensità scelto per definire le curve di fragilità. In questo modo sarà possibile scegliere il parametro più rappresentativo, relativamente all'uso delle curve SLaMA e della metodologia descritta in questo lavoro per definire le curve di fragilità.

Considerato l'i-esimo spettro relativo agli accelerogrammi scelti, è stato calcolato la relativa %NBS (§3.2.1). Lo spettro sovrasmorzato è ridotto di una quantità pari a %NBS e poi di nuovo amplificato, usando il fattore  $\eta$  (Eq. 1), al fine di rappresentare uno spettro elastico in grado di causare il raggiungimento dello SLV. Intersecando la retta corrispondente al periodo elastico con lo spettro così ottenuto si ottiene il valore di  $S_a(T_1)$  cercato. Questo processo (Figura 9) è ripetuto per i 10 accelerogrammi scelti, ordinando in maniera crescente i valori  $S_a(T_1)_i$  ottenuti.

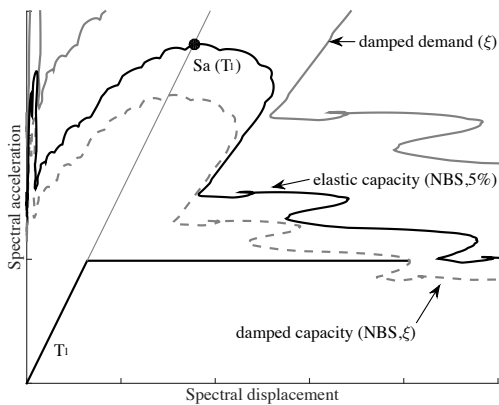


Figura 9. Calcolo di  $S_a(T_1)$  per l'i-esimo accelerogramma.

Ad ognuno di essi è associata una probabilità di superamento pari a  $p_{SLV}=i/10$ , stante ad indicare che per un dato valore di  $S_a(T_1)$ , lo SLV è stato raggiunto i volte su 10. Le coppie  $[p_{SLV}, S_a(T_1)]$  sono utilizzate per approssimare una distribuzione lognormale cumulativa (FEMA2003) che rappresenta la curva di fragilità (Figura 10).

È importante sottolineare che è stata calcolata una curva di fragilità per ognuno dei casi analizzati, appartenenti alle 5 diverse classi.

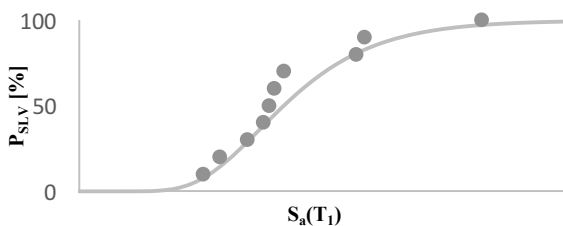


Figura 10. Fitting della curva di fragilità legata allo SLV.

## 4 RISULTATI

### 4.1 Meccanismi plastici più ricorrenti

Per ogni classe tipologia sono state effettuate 81 analisi variando le proprietà meccaniche dei materiali. In Figura 11 si mostrano i meccanismi di collasso tipici di ogni classe (edifici a 3 piani). L'elemento che ha causato lo SLV è individuato con un cerchio. Dal punto di vista qualitativo i meccanismi di collasso degli edifici a 6 piani sono simili a quelli mostrati in Figura 11 e quindi non sono mostrati per brevità. È importante sottolineare che la figura mostra i risultati per il telaio centrale, che contiene l'elemento che causa il raggiungimento dello SLV nel 100% dei casi.

Per le prime tre classi il meccanismo è di tipo Mixed-Sway, caratterizzato dalla compresenza di cerniere plastiche in travi e colonne e rotture a taglio nei pannelli di nodo (dette "shear hinges"). Lo spostamento ultimo del sistema è governato dal raggiungimento dello stato limite ultimo nel nodo esterno al primo piano.

Per la classe 4 questo tipo di meccanismo è ancora più accentuato, in quanto la resistenza media dell'acciaio aumenta, incrementando la resistenza flessionale delle colonne e favorendo la rottura dei pannelli di nodo.

La classe 5, come previsto per gli edifici nuovi, è caratterizzata da un meccanismo di tipo Beam-Sway, per cui solo le travi formano cerniere plastiche, insieme alla base delle colonne.

### 4.2 Influenza dei materiali sull'ISS

Considerando la domanda sismica da codice, in una prima fase è stato calcolato l'Indice di Sicurezza Sismica, espresso in termini di %NBS, per tutto il database di curve di capacità. Quindi si è tenuto in conto della dispersione delle proprietà meccaniche dei materiali (incertezza epistemica) ma non dell'aleatorietà della domanda.

Ogni caso analizzato è stato associato ad un ranking basato sul valore della %NBS. In Figura 12 si mostrano i risultati per gli edifici a 3 piani. È importante sottolineare che gli intervalli scelti per la categorizzazione sono coerenti con i suggerimenti contenuti in NZSEE 2017. Nella medesima figura è anche mostrata la categorizzazione suggerita nelle linee guida italiane per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni (2017), peraltro molto simile a quella neozelandese. Esse sono basate sull'IS relativo allo stato limite di salvaguardia della Vita (IS-V), anche detto Indice di Rischio.

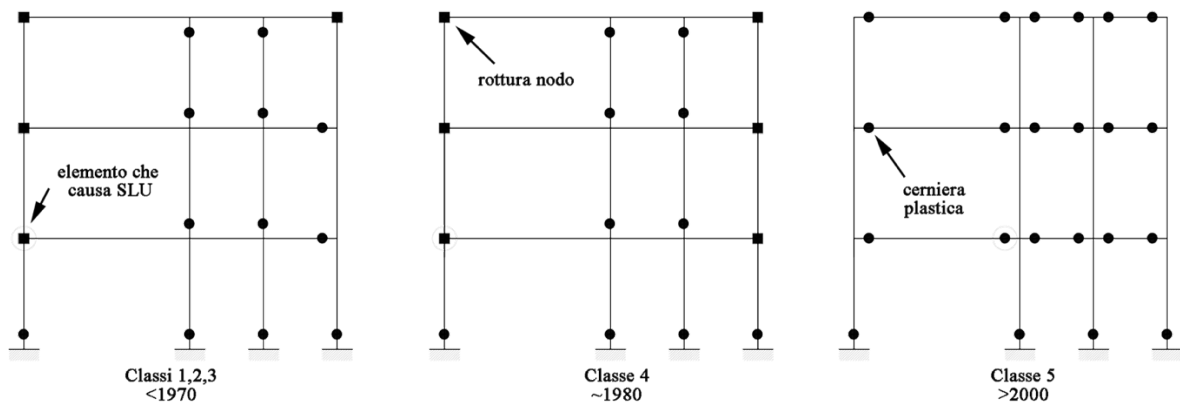


Figura 11. Meccanismi plastici più ricorrenti nelle varie classi (edifici a 3 piani).

Quest'ultimo è definito come il rapporto tra la  $PGA_c$  (di capacità) che ha fatto raggiungere al fabbricato lo stato limite di salvaguardia della vita umana e la  $PGA_d$  (di domanda) del sito in cui è posizionata la costruzione, con riferimento allo stesso SL.

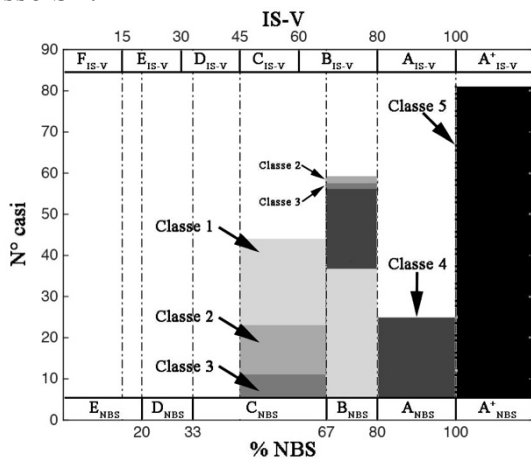


Figura 12. Distribuzione dell'indice di sicurezza sismica (NBS o IS-V) relativo allo SLV.

Si ritiene che, con una lieve approssimazione, l'IS-V possa ritenersi uguale alla %NBS, anche se il primo è definito in funzione di una domanda sismica elastica (5%) mentre il secondo è relativo ad una domanda sovrasmorzata (fattore  $\eta$ , Eq. 1) in funzione della duttilità in spostamento dell'edificio.

Secondo entrambe le metodologie di classificazione, gli i casi relativi alla quinta classe (nuova costruzione) sono tutti collocati nella classe  $A^+$ , stante ad indicare che la domanda sismica attesa può essere sostenuta senza attingere lo SLV. Per le altre classi di edifici, è evidente come un aumento di qualità dei dettagli costruttivi porti ad un ranking medio che passa dalla classe C alla classe A (lo SLV è superato in maniera via via meno gravosa).

E' importante sottolineare che i trend ottenuti, relativi alle varie classi tipologiche, confermano quanto già indicato per edifici della stessa

tipologia, sia in NZSEE (Figura 13) che nelle linee guida italiane 2017 (Figura 14), con riferimento alle classi di vulnerabilità macrosismica EMS-98.

Percentage of New Building Standard (%NBS)	Letter grade	Relative risk (approx)	NZS 4203: 1976 or better	1965-76	1935-65	2/3 Chapter 8	Buildings with CSWs
>100	A+	< 1 time		No CSWs	No CSWs		
80-100	A	1-2 times					
67-80	B	2-5 times					
33-67	C	5-10 times					
20-33	D	10-25 times					
<20	E	> 25 times					

Figura 13. Ranking sismico secondo NZSEE 2017.

C.A.	Classe di vulnerabilità <sup>II</sup>					
	A <sub>EMS</sub> <sup>II</sup>	B <sub>EMS</sub> <sup>II</sup>	C <sub>EMS</sub> <sup>II</sup>	D <sub>EMS</sub> <sup>II</sup>	E <sub>EMS</sub> <sup>II</sup>	F <sub>EMS</sub> <sup>II</sup>
Telai con un livello di progettazione antisismica nullo <sup>II</sup>						
Telai con un livello di progettazione antisismica moderato <sup>II</sup>						
Telai con un livello di progettazione antisismica elevato <sup>II</sup>						
Pareti con un livello di progettazione antisismica nullo <sup>II</sup>						
Pareti con un livello di progettazione antisismica moderato <sup>II</sup>						
Pareti con un livello di progettazione antisismica elevato <sup>II</sup>						

Figura 14. Classificazione sismica attesa per tipologie di costruzioni in C.A. secondo le linee guida italiane 2017.

### 4.3 Influenza dei materiali sulle curve di capacità e fragilità

A titolo di esempio è mostrata (Figura 15) l'evoluzione della curva di capacità dell'edificio a 3 piani della classe 2 (§2.2) considerando il valore medio per la tensione di snervamento dell'acciaio e l'intera gamma di valori per la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo. I risultati mostrano come, al di sotto di la soglia di  $f_c = 30MPa$ , lo spostamento ultimo rimanga costante. Questo è dovuto al fatto che lo SLV è governato dalla rottura di un pannello nodale (la cui distorsione ultima è stata considerata invariante rispetto ad  $f_c$ ). Nei casi in cui la  $f_c$  supera il valore di soglia la resistenza dei nodi, linearmente proporzionale a  $\sqrt{f_c}$ , aumenta al punto tale da impedirne il collasso (cambia la gerarchia delle resistenze). In questi casi lo SLV del sistema è governato dal drift ultimo per la seconda colonna



(da sinistra) alla base. Per questo motivo lo spostamento ultimo si riduce all'aumentare di  $f_c$ .

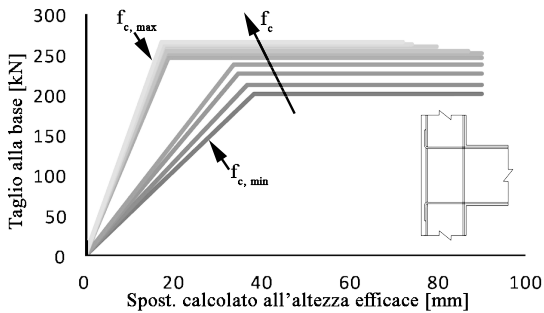


Figura 15. Fuso di curve di capacità: effetto della variazione di  $f_c$ . Edificio a 3 piani della classe 2 (<1970; barre bent-out).

Figura 16 mostra il fusso di curve di fragilità relative alle curve di capacità mostrate in Figura 15. E' evidente come all'aumentare di  $f_c$  esse tendano a spostarsi verso destra (stessa probabilità di superamento raggiunta per intensità sismica maggiore) fino al valore di soglia del parametro  $f_c$ . Al di sopra della soglia l'effetto positivo legato all'aumento di resistenza controbilancia l'effetto negativo legato alla riduzione di spostamento ultimo. Per questo motivo le curve di fragilità in questione sono molto ravvicinate.

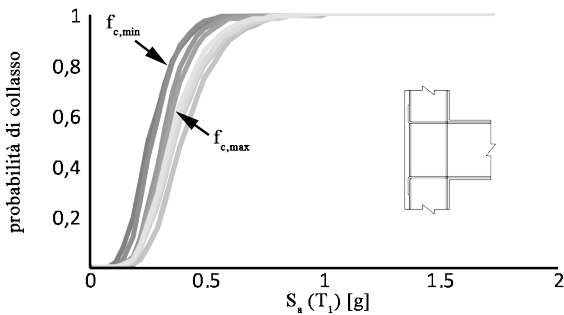


Figura 16. Fusso di curve di fragilità: effetto della variazione di  $f_c$ . Edificio a 3 piani della classe 2 (<1970; barre bent-out).

In Figura 17 e Figura 18 sono mostrati i fusi di curve di fragilità, per ogni classe considerata, relativi rispettivamente agli edifici a 3 e 6 piani. Gli estremi dei fusi sono stati selezionati in maniera tale da includere soltanto i casi che si discostano di un massimo di due deviazioni standard dalla curva di fragilità mediana.

Per entrambe le tipologie di edificio (3 e 6 piani) si rilevano risultati simili, sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo. La classe 5 (edifici nuovi) può subito essere esclusa dai confronti, in quanto si può vedere un livello di sicurezza molto più alto rispetto alle altre classi e una dispersione molto più contenuta, dovuta alla certificazione dei materiali moderni. La dispersione sulle curve di fragilità, dovuta ai materiali, che si registra nelle altre classi è abbastanza simile dal punto di vista quantitativo.

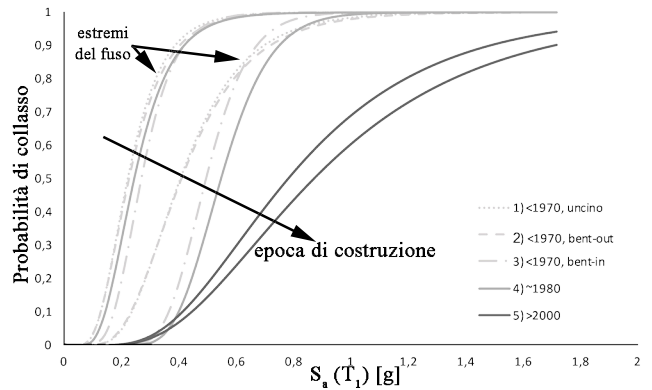


Figura 17. Influenza dei materiali sui fusi di curve di fragilità degli edifici analizzati (3 piani).

Per le classi 1 e 2 si rileva un andamento simile dei fusi di curve di fragilità, dovuto alla simile (e bassa) resistenza dei pannelli nodali, che causa lo SLV dell'intera struttura. Come era facile aspettarsi queste classi presentano il livello di sicurezza più basso rilevato in tutta l'analisi parametrica. Le classi 3 presenta un livello di sicurezza leggermente più alto, in media, ma una maggiore dispersione rispetto alle precedenti classi. Questo è dovuto alla maggior dispersione nelle curve di capacità, provocata dalla maggiore resistenza dei nodi, che quindi favorisce la formazione di cerniere plastiche nelle colonne. L'andamento dei risultati è simile a quello della classe 2 per valori di  $f_c$  superiori alla soglia definita in questo stesso paragrafo. La classe 4 presenta un livello di sicurezza maggiore, dovuto alla maggiore resistenza della struttura, governata dalla maggiore  $f_y$  media dell'acciaio.

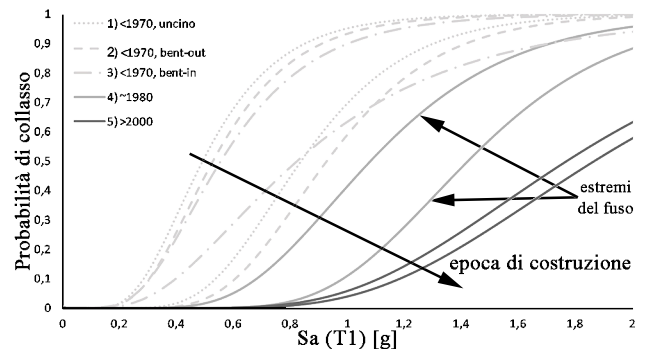


Figura 18. Influenza dei materiali sui fusi di curve di fragilità degli edifici analizzati (6 piani).

#### 4.4 Influenza dei dettagli costruttivi sulle curve di capacità e fragilità

Nel Paragrafo 3 le analisi sono basate sulla caratterizzazione dei materiali e dei dettagli costruttivi (coerente con l'epoca di costruzione). Al fine di quantificare in maniera disaggregata la sensibilità della probabilità di superamento rispetto ai dettagli costruttivi, la campagna analisi

è stata ripetuta considerando prestazioni dei materiali costanti per tutte le classi (Tab 4).

Tab 4. Caratteristiche meccaniche dei materiali: scenario 2.

Classi	calcestruzzo	acciaio
	$f_{cm} = 25.68 \text{ MPa}$	$f_{ym} = 332.34 \text{ MPa}$
1,2,3,4,5	$\sigma_c = 3.852 \text{ MPa}$	$\sigma_y = 26.59 \text{ MPa}$
	CoV = 15%	CoV = 8%

I fusi di curve di fragilità per questo secondo scenario sono mostrate in Figura 19, per l'edificio prototipo a 3 piani. La dispersione ("larghezza" del fascio) relativa alle prime 4 classi è quantitativamente molto simile, in quanto è solo leggermente influenzata dalla tipologia di meccanismo plastico allo SLV (e quindi dai dettagli costruttivi). E' importante sottolineare che la classe 5 (edificio nuovo) sia da interpretarsi come dato di controllo, e non debba essere considerata nei confronti.

La larghezza di ogni fascio è molto minore della distanza che separa le curve mediane di prima e quarta classe. Questo equivale a comparare una situazione in cui, per un edificio esistente a telaio, siano perfettamente noti i dettagli costruttivi e ignoti i materiali con la situazione opposta in cui non si conoscono i dettagli costruttivi. E' evidente quindi che, dal punto di vista della probabilità di superamento dello SLV, la mancata conoscenza dei dettagli costruttivi giochi un ruolo molto più importante rispetto alla conoscenza dei materiali.

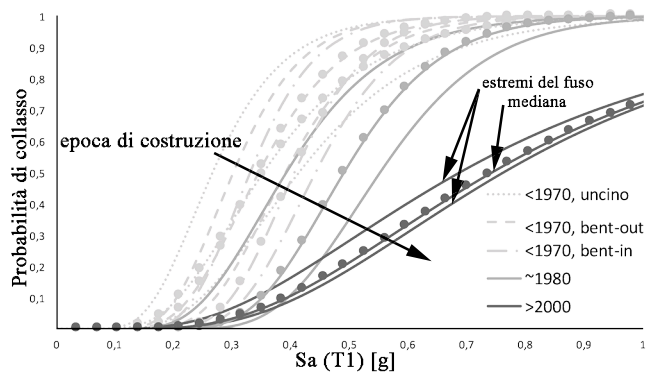


Figura 19. Influenza dei dettagli costruttivi sui fusi di curve di fragilità degli edifici analizzati (3 piani).

## 5 CONCLUSIONI

Questo lavoro di ricerca riguarda l'analisi di sensibilità della probabilità di superamento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) di edifici intelaiati in C.A. nei confronti delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti (calcestruzzo e acciaio) e dei dettagli costruttivi dei nodi trave-colonna (che hanno una forte influenza sul meccanismo plastico degli edifici stessi). I parametri del problema sono stati scelti in

maniera da simulare strutture appartenenti a diverse epoche costruttive.

Sono state definite 5 classi di edifici, riferibili a diverse filosofia di progettazione (ad es. tensioni ammissibili/stati limite oppure carichi gravitazionali/carichi laterali) e diverse tipologie di dettagli costruttivi e prestazione dei materiali, considerando la loro distribuzione statistica.

Per ogni combinazione dei parametri scelti (in totale 810) è stata calcolata la curva di capacità statica non-lineare mediante il metodo SLAMA (Simple Lateral Mechanism Analysis). Per ogni curva di capacità ottenuta è stata calcolata una curva di fragilità, considerando un gruppo di accelerogrammi naturali e basandosi sul concetto di %NBS (% New Building Standard) utilizzato insieme a spettri Accelerazione-Spostamento.

L'insieme dei risultati ottenuti permette di quantificare la sensibilità della probabilità di superamento dello Stato limite di salvaguardia della Vita, SLV) nei confronti delle incertezze sulle caratteristiche meccaniche dei materiali da un lato e dei dettagli costruttivi dall'altro. I risultati di questa indagine, se pur preliminare, mostrano come l'incertezza legata alla tipologia di dettagli costruttivi abbia un peso molto maggiore sulla probabilità di superamento (SLV) rispetto all'incertezza legata alle prestazioni dei materiali.

I trend individuati potrebbero avere risvolti interessanti in ottica di pratica professionale, che in ambito di valutazione di edifici esistenti spesso vede l'attenzione focalizzata su (costose e invasive) indagini materiche in situ, che consentono di migliorare il livello di conoscenza e dunque il fattore di confidenza da adottarsi in fase di calcolo (EC8, NTC2008). I risultati di questo lavoro suggeriscono, come già in NZSEE 2017, di focalizzare le risorse sugli aspetti significativi e dunque in primis sulla determinazione dei particolari costruttivi adottati (laddove queste informazioni non siano ottenute tramite altre fonti) con indagini sui materiali mirate alle regioni (connessioni, sottosistemi strutturali) dove una variazione delle caratteristiche meccaniche rispetto a valori medi stimati potrebbe comportare una modifica della gerarchia di resistenze locale e dunque un cambiamento dei meccanismi di collasso.

## RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro di ricerca è stato parzialmente finanziato dal Dipartimento italiano di Protezione Civile, nel contesto del progetto ReLUIIS 2014-2018, e dalla New Zealand Natural Hazard

Research Platform (NHRP), progetto “SAFER Concrete Technology”.

## BIBLIOGRAFIA

- Bianchi, S., 2015. Simplified Procedures to support decisions about Retrofit Strategies for Reinforced Concrete Existing Buildings. *Tesi di laurea magistrale, Università di Roma “La Sapienza”*.
- Braga, F., Gigliotti, R., Laterza, M., 2004. Analisi della risposta di una struttura in CA esistente, da sottoporre a prove sismiche di laboratorio, utilizzando differenti tecniche di adeguamento sismico. *XI Congresso Nazionale ANIDIS*. 25-29 gennaio 2004, Genova, IT.
- Calvi, G.M., Magenes, G., Pampanin, S., 2002, “Experimental Test on a Three Storey Reinforced Concrete Frame Designed for Gravity Only”, *Procs. of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, September, paper n.727
- Consiglio superiore dei lavori pubblici, 2017. Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni. 20 Febbraio 2017.
- Cristofaro, M.T., De Stefano, M., Pucinotti, R., Tanganelli, M., 2013. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in situ (In italiano). *15° Congresso AIPnD Biennale PnD-MD*. 23-26 Ottobre 2013, Trieste, IT.
- Del Vecchio, C., Gentile, R., Pampanin, S., 2017. The Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA) for the seismic performance of a case study building damaged in the 2011 Christchurch Earthquake. *University of Canterbury Report June 2017*, ISSN 1172-9511.
- Decreto Ministeriale del 3/10/1978 Decreto Ministeriale 3 ottobre 1978 - Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi, G.U. 15 novembre, n. 319.
- Decreto Ministeriale del 9/01/1996, 1996. Norme tecniche per il calcolo, l’ esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 05/02/1996.
- Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance, CEN European Committee for Standardisation, EN 1998-1:2004, Brussels, 2004.
- FEMA2003, Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS), 2003. Multi-hazard loss estimation methodology earthquake model: *HAZUS<sup>1</sup> MH technical manual*. Washington DC: FEMA-NIBS.
- Gentile, R., Del Vecchio, C., Uva, G., Pampanin, S., 2017. *Seismic assessment of a RC case study building using the Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA)*. 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 15-17 June 2017, Rhodes Island, GR.
- Hollings, J., 1969. *Reinforced concrete seismic design*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering 2(3), 217–250.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E., 2009. REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 339-362.
- Legge n. 176 del 26/04/1976. Norme per l’istruzione del servizio sismico e disposizioni inerenti ai movimenti sismici del 1971, del Novembre e Dicembre 1972, del Dicembre 1974 e del Gennaio 1975, in comuni della provincia di Perugia.
- Manfredi, G., Masi, A., Pinho, R., Verderame, G.M., Vona, M., 2011. Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato. Manuale IUSS press, Pavia, Italia.
- NTC08, 2008. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. DM. 14 gennaio 2008, n.29, in materia di “*norme tecniche per le costruzioni*”.
- NZSEE, 2006. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquakes.
- NZSEE, 2017. New Zealand Society for Earthquake Engineering, The seismic assessment of existing buildings - technical guidelines for engineering assessments. Draft 1 July 2017.
- NTC2008. Decreto Ministeriale 14/01/2008, 2008. *Norme Tecniche per le Costruzioni*, G.U. 14 Febbraio 2008.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. G.U. n.105 del 8/05/2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/05/2005. Ulteriori modifiche ed integrazioni al OPCM 20 Marzo 2003 n. 3274 (Articolo 2, comma 1). G.U. n. 107 del 10/05/2005.
- Paulay, T., 2001. *Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings*. Journal of Earthquake Engineering 5(3), 273–308.
- Pampanin, S., Calvi, G.M., Moratti, M., 2002, “Seismic Behaviour of R.C. Beam-Column Joints Designed for Gravity Only”, Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, September, paper n.726.
- Pampanin, S., Bolognini, D., Pavese, 2007 “Performance-based Seismic Retrofit Strategy for Existing Reinforced Concrete Frame Systems using FRP composites”, ASCE Journal of Composites for Construction, Invited Paper for Special Issue on “Recent International Advances in FRP Research and Application in Construction”, Vol. 11, No. 2, March/April 2007, pp. 211-226.
- Priestley, M., 1997. *Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings*. Journal of Earthquake Engineering 1(1), 157–192.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. & Kowalsky, M. J., 2007. *Displacement based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- Regio Decreto Legge n. 2229 del 16/11/1939. G.U. n.92 del 18/04/1940.
- Verderame, G.M., Frunzio, G., Manfredi, G., 2001. *Le proprietà meccaniche dei calcestruzzi impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni ‘60*. X Congresso Nazionale ANIDIS, 9-13 settembre 2001, Potenza-Matera, IT.
- Verderame G.M., Ricci, P., Esposito, M., Sansiviero, F.C., 2011. *Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in C.A. realizzate dal 1950 al 1980 (In italiano)*. Giornate AICAP 2011, 18-20 Maggio 2011, Padova, IT.