

Mappe di rischio sismico a scala nazionale con dati aggiornati sulla pericolosità sismica di base e locale

M. Colombi¹, H. Crowley², G. Di Capua³, S. Peppoloni⁴, B. Borzi⁵, R. Pinho⁶, G.M. Calvi⁷ ■

Sommario

Le mappe di rischio sismico nazionale rappresentano un importante strumento per la sua mitigazione e possono essere utilizzate nella valutazione delle priorità di intervento per la messa in sicurezza degli edifici. La realizzazione di queste mappe è possibile valutando la pericolosità sismica, la vulnerabilità per le diverse classi di edifici presenti sul territorio italiano e l'esposizione. In questo articolo, oltre a presentare le nuove mappe di rischio sismico

per l'Italia si vuole analizzare l'influenza del fattore di amplificazione litostratigrafica sui risultati ottenuti, mettendo a confronto le mappe di rischio che sono state sviluppate utilizzando sia i fattori di amplificazione litostratigrafica previsti dall'OPCM n°3274 che quelli previsti dalle NTC08. Inoltre, in modo innovativo rispetto agli studi condotti in Italia negli ultimi 10 anni, vengono considerate curve analitiche di vulnerabilità e valori di pericolosità sismica basati sugli spettri di accelerazione.

1. Introduzione

La valutazione del rischio sismico di edifici è un'attività multidisciplinare che prevede la raccolta e il censimento di dati, la stima della vulnerabilità delle strutture, l'analisi della pericolosità sismica e studi delle scienze economiche. Il rischio sismico rappresenta la probabilità di ottenere una determinata perdita in un territorio di riferimento e viene calcolato attraverso la convoluzione di tre parametri fondamentali: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Generalmente la pericolosità viene quantificata con un parametro di scuotimento, che è strettamente correlato al danno di edifici tramite una curva di vulnerabilità; l'esposizione invece viene stimata attraverso dati provenienti da censimenti. Per poter considerare le perdite socio-economiche occorre studiare anche una quarta componente che viene correlata a questa tipologia di perdita. I danni agli edifici, per esempio, potrebbero essere messi in relazione con le perdite economiche dovute alla ristrutturazione o alla ricostruzione della struttura, oppure, il collasso degli edifici potrebbe essere messo in relazione con il numero di vittime. In termini matematici il rischio sismico viene descritto come la probabilità incondizionata (P_i) di

superare un dato stato limite di un sistema caratterizzato da una resistenza R e sottoposto ad un carico sismico S , attraverso la seguente formula:

$$P_i = \int_0^{+\infty} f_s(S) F_R(S) dS \quad (1)$$

dove $f_s(S)$ rappresenta la funzione di densità di probabilità del parametro di scuotimento scelto e $F_R(S)$ la probabilità che la resistenza del sistema R sia minore di un dato livello di severità S . La probabilità annuale di collasso, per esempio, può essere ottenuta dalla combinazione tra la probabilità di eccedere la resistenza dell'edificio per lo stato limite di collasso per un dato livello di scuotimento del terreno [$F_R(S)$] con la probabilità annua di ottenere quello stesso livello di scuotimento (f_s). Questo permette la stima della probabilità media annuale di collasso per ogni tipologia di edifici studiata. Questo processo va ripetuto per ogni classe di edificio a disposizione e, infine, i risultati vanno combinati in modo tale da considerare la proporzione di ogni tipologia di struttura presente nei dati di esposizione. Una volta che questa probabilità di collasso è stata calcolata può essere messa in relazione con le perdite socio-economiche. Per esempio, il costo medio di riedificazione

¹ Fondazione Eucentre - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ miriam.colombi@eucentre.it

² Fondazione GEM - Global Earthquake Model, Pavia - ✉ helen.crowley@globalquakemodel.org

³ Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Roma - ✉ giuseppe.dicapua@ingv.it

⁴ Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Roma - ✉ silvia.peppoloni@ingv.it

⁵ Fondazione Eucentre - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ barbara.borzi@eucentre.it

⁶ Fondazione GEM - Global Earthquake Model, Pavia - ✉ rui.pinho@globalquakemodel.org

⁷ Fondazione Eucentre - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia - ✉ gm.calvi@eucentre.it

di un edificio potrebbe venire prima moltiplicato per la probabilità annuale di collasso e poi moltiplicato per il numero totale di edifici collassati in modo tale da ottenere la perdita media annuale dovuta al collasso.

In questi ultimi anni, molti studi si sono concentrati sull'analisi del rischio sismico a scala nazionale a cui è sottoposto il patrimonio edilizio italiano e la popolazione. La maggior parte delle analisi utilizzano come parametro di misura della pericolosità, l'accelerazione di picco a_g o l'intensità macrosismica. La pericolosità viene messa in relazione con matrici di probabilità di danno o curve di vulnerabilità basate su dati empirici in modo tale da poter calcolare il rischio.

Recentemente sono state sviluppate nuove mappe di pericolosità per l'Italia in termini di accelerazione e spostamento spettrale (INGV-DPC S1 2007a; INGV-DPC S5 2007b). Dal momento che esiste una buona correlazione tra lo spettro di risposta e il danno di un edificio, dovuta al fatto che lo spettro definisce il contributo in frequenza dello scuotimento e quindi la domanda sull'edificio in relazione al periodo di vibrazione dello stesso, è ragionevole utilizzare metodi analitici che utilizzano gli spettri di accelerazione o di spostamento per definire la domanda sismica imposta

agli edifici (come discusso in Calvi et al., 2006). Un recente studio presentato in Crowley et al. (2009) sviluppa mappe di rischio sismico basate su metodi meccanici, che valutano la probabilità di danno posto un determinato livello di spostamento o di accelerazione spettrale. In quest'ultimo studio, i metodi integrano gli effetti dell'amplificazione del suolo, che modificano la domanda sismica a cui è sottoposto un edificio. In Crowley et al. (2009) vengono utilizzati i risultati ottenuti da Amato e Selvaggi (2002) per stimare le percentuali di classe di sottosuolo A, B o C (previste dall'EC8) presenti all'interno di un territorio comunale e vengono utilizzati i fattori di amplificazione litostratigrafica prescritti dall'OPCM n°3274 del 2003 (*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri*, OPCM). Il presente lavoro vuole proporre nuove mappe di rischio sismico sviluppate utilizzando un diverso approccio per il calcolo delle percentuali delle classi di sottosuolo sviluppato da Di Capua e Peppoloni (2009), nel quale queste classi vengono valutate considerando la tipologia di sottosuolo presente unicamente al di sotto della sola porzione urbanizzata di ciascun comune italiano, e vuole applicare i fattori di amplificazione previsti nelle nuove Norme Tecniche delle Costruzioni del D.M. del 14 gennaio 2008 (NTC08).

2. Rassegna di mappe di rischio sismico del territorio nazionale

Una delle prime mappe di rischio sismico per l'Italia è stata sviluppata nel 1996 da un Gruppo di Lavoro nominato appositamente a questo scopo dal Dipartimento della Protezione Civile (DPC). Queste mappe presentano, per ogni comune (attualmente 8101), la media annuale di abitazioni che potrebbero subire danno e la media annuale delle persone che potrebbero essere coinvolte nel collasso di edifici. Questo lavoro non è mai stato pubblicato, ma è sempre stato utile per il DPC come strumento per la classificazione dei comuni italiani in termini di rischio sismico e come supporto per la definizione di priorità di intervento strutturale sul costruito italiano.

Queste mappe sono state aggiornate utilizzando dati di pericolosità sismica più recenti in Lucantoni et al. (2001). Per lo sviluppo di tali mappe sono state utilizzate matrici di probabilità di danno (Di Pasquale et al., 2000) e curve di fragilità (Sabetta et al., 1998) per descrivere la vulnerabilità del patrimonio edilizio, e dati di accelerazione di picco a_g o di intensità macrosismica (scala MCS, Mercalli-Cancani-Sieberg) per definire la severità di scuotimento e quindi la pericolosità. I dati di

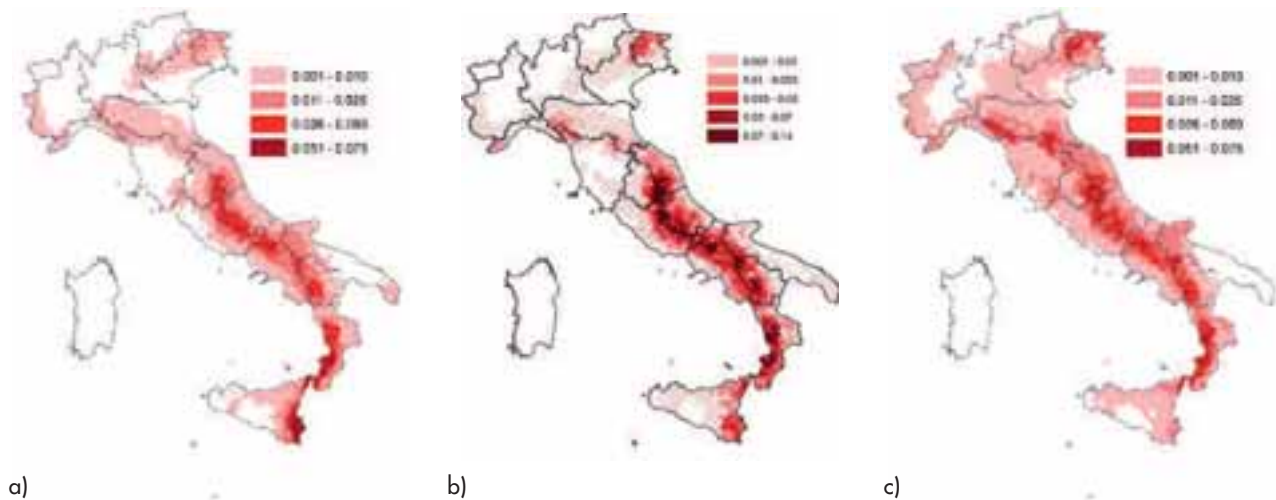
pericolosità utilizzati in Lucantoni et al. (2001), in termini di a_g , vengono forniti per una griglia di punti distribuiti in tutto il territorio italiano. È stato quindi calcolato, per interpolazione, il valore relativo a ciascun comune considerando le coordinate geografiche del centro abitato capoluogo. La vulnerabilità dell'edificato italiano è basata sull'utilizzo di 4 classi (A, B, C1 e C2), mentre l'esposizione, in termini di numero di edifici e di numero di abitazioni, è ricavata dal Censimento ISTAT del 1991. I dati relativi alla popolazione sono ricavati da studi condotti sugli edifici interessati dai terremoti dell'Irpinia (1980) e dell'Appennino abruzzese (1984). Per maggiore dettaglio si rimanda a Lucantoni et al. (2001).

Un altro studio significativo che si è posto come obiettivo la definizione di mappe di rischio, è quello condotto nell'ambito del progetto SAVE (Zuccaro, 2004). Per quanto riguarda la pericolosità è stata utilizzata l'intensità macrosismica (scala MCS) pubblicata in Lucantoni et al. (2001), mentre per quanto riguarda la vulnerabilità è stato fatto uno studio approfondito per migliorare le matrici di probabilità di danno per la stima della fragilità di edifici in termini di classi di vulnerabilità.

In figura 1 viene riportato un confronto tra le

mappe di rischio sviluppate in Lucantoni et al. (2001) e quelle realizzate nel progetto SAVE (Zuccaro, 2004). Si segnala che le mappe di rischio calcolate con i valori di intensità macrosismica utilizzano le matrici di probabilità di danno proposte da Di Pasquale et al. (2000) per la stima della vulnerabilità, mentre le mappe sviluppate con i valori di accelerazione di picco utilizzano le curve di vulnerabilità proposte da Sabetta et al. (1998). Si può notare come il rischio stimato con i valori di vulnerabilità più

aggiornati (Fig.1b) sia maggiore di quello valutato da Lucantoni et al. (2001) (Fig.1a), specialmente lungo la dorsale appenninica e la Calabria. Si segnala, inoltre, la differenza tra i valori del rischio dovuti al tipo di pericolosità utilizzata: in figura 1a si riporta la percentuale del numero di abitazioni collassate in ogni comune ottenuta utilizzando valori di intensità macrosismica, mentre in figura 1c viene riportata lo stessa percentuale calcolata sulla base dei valori di accelerazione di picco.



Infine, si osservi come la distribuzione spaziale del rischio sia coincidente con la distribuzione della pericolosità sismica riportata in figura 2a e 2b, espressa rispettivamente in termini di intensità macrosismica e di accelerazione di picco. Per quanto riguarda la mappa in intensità macrosismica si notano valori più alti nel sud-est della Sicilia, mentre quando si utilizza l'accelerazione di picco si osservano valori maggiori in alcune aree della Toscana, Emilia Romagna e Friuli. Lucantoni et al. (2001) ritengono che

l'influenza dei metodi di stima della vulnerabilità degli edifici nel calcolo del rischio sia minore di quella dovuta al parametro selezionato per rappresentare la pericolosità. Infine, si consideri che ad ogni zona sismogenetica è assegnata una diversa relazione di attenuazione e la variabilità aleatoria di queste relazioni non viene presa in considerazione nello sviluppo di mappe di pericolosità basate sull'intensità macrosismica (Fig.2a), ma solo per quelle basate sull'accelerazione di picco (Fig. 2b).

Fig. 1 Valori percentuali del rischio sismico annuale per ogni comune in termini di abitazioni collassate basati su una pericolosità sismica espressa in intensità MCS a) adattate da Lucantoni et al. (2001) e b) progetto SAVE (Zuccaro, 2004) e c) basati su una pericolosità sismica espressa in accelerazione di picco che ha una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ovvero un tempo di ritorno di 475 anni (adattata da Lucantoni et al. 2001).

Fig. 2 Mappa di pericolosità sismica per un periodo di ritorno di 475 anni espresse in termini di a) intensità macrosismica MCS e b) accelerazione di picco (adattata da Lucantoni et al., 2001).

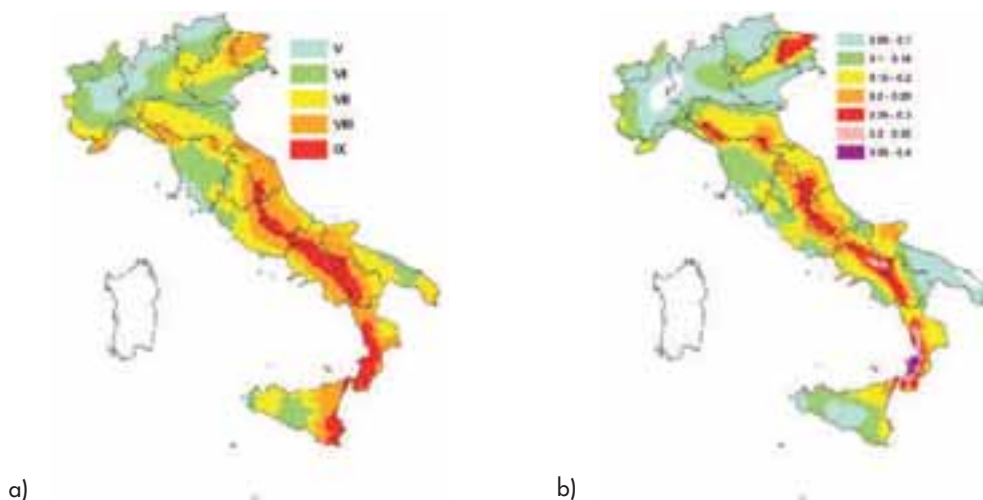
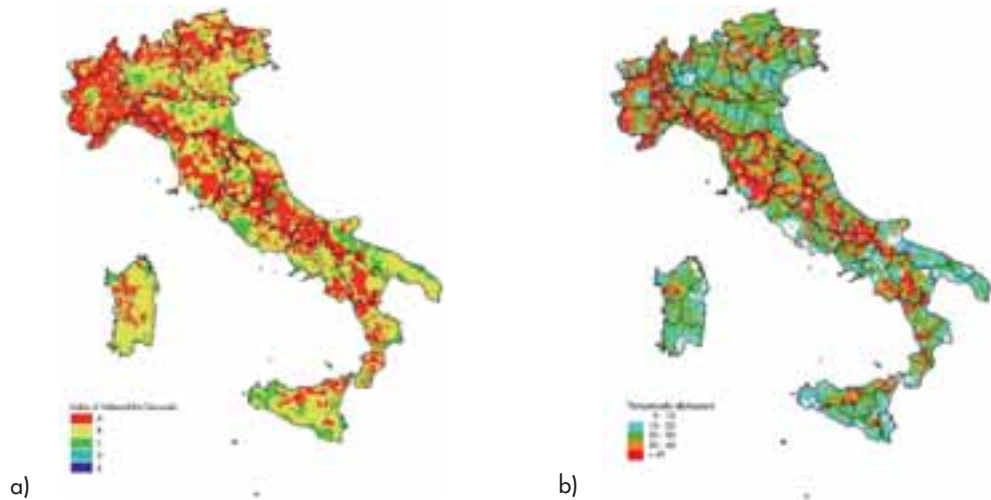


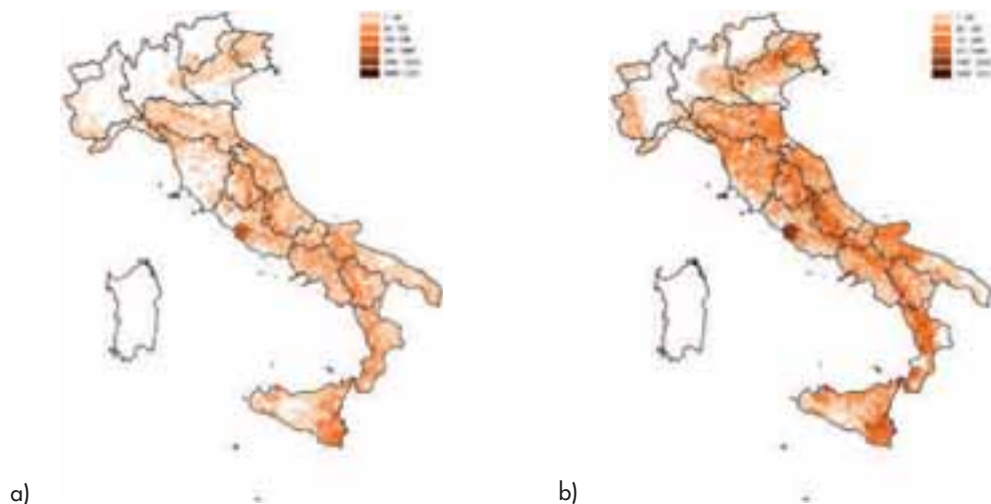
Fig. 3
Mappe di vulnerabilità
prodotte in
a) progetto SAVE (Zuccaro,
2004) e
b) Lucantoni et al. (2001).



In figura 3a viene riportata la mappa di vulnerabilità prodotta nel progetto SAVE espressa in termini di classi di fragilità (dalla A alla E, laddove la classe A è quella a più alta vulnerabilità), calcolate a partire dai dati rilevati sugli edifici a seguito di terremoti e nel censimento ISTAT del 1991. In figura 3b, invece, è riportata la percentuale di abitazioni appartenenti alla classe A, per ogni comune, utilizzata nel calcolo della mappa di rischio sismico in Lucantoni et al. (2001). Queste mappe evidenziano come la vulnerabilità si modifichi in modo significativo lungo tutto il territorio italiano, mentre il rischio sismico segua in modo preciso la distribuzione spaziale della pericolosità. Pertanto, si può affermare che il danno aumenta molto di più all'aumentare della pericolosità piuttosto che all'aumentare della vulnerabilità. L'influenza della pericolosità sismica viene studiata, in modo più approfondito, nel progetto SAVE dove si mette a confronto, per ogni comune, la stima del numero di edifici per i quali è atteso il collasso a causa di un terremoto

con tempo di ritorno di 475 anni (10% di probabilità di superamento in 50 anni). In figura 4a sono riportati i risultati ottenuti utilizzando una pericolosità espressa in termini di intensità macrosismica MCS, mentre in figura 4b i risultati ottenuti utilizzando una pericolosità in termini di accelerazione di picco, come da valori pubblicati nell'OPCM n.3519 del 2006 (*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, OPCM*). Si può facilmente osservare come i risultati ottenuti sulla base di a_g (Fig. 4b) evidenziano un numero di edifici collassati maggiore di quello ottenuto considerando l'intensità MCS (Fig.4a). Si evidenzia che per poter utilizzare la matrici di probabilità di danno e valutare così il rischio sismico finale riportato in figura 4b, i valori di accelerazione di picco sono stati trasformati in valori di intensità macrosismica attraverso la relazione di Margottini et al. (1987). Dato che la componente di vulnerabilità in entrambe le mappe è la stessa, è chiaro come sia la scelta del tipo di pericolosità utilizzata ad influenzare maggiormente i valori di rischio

Fig. 4
Numero di abitazioni
collassate all'interno di ogni
comune a causa di un
terremoto con il 10% di
probabilità di eccedenza in
50 anni stimate dal
progetto SAVE basandosi su
a) dati di intensità
macrosismica (Lucantoni et
al., 2001) e b)
accelerazione di picco
derivanti dall'OPCM 3519
(2006). Questi ultimi sono
stati convertiti in valori di
intensità macrosismica MCS
secondo la relazione IPGA
proposta da Margottini et
al. (1987).



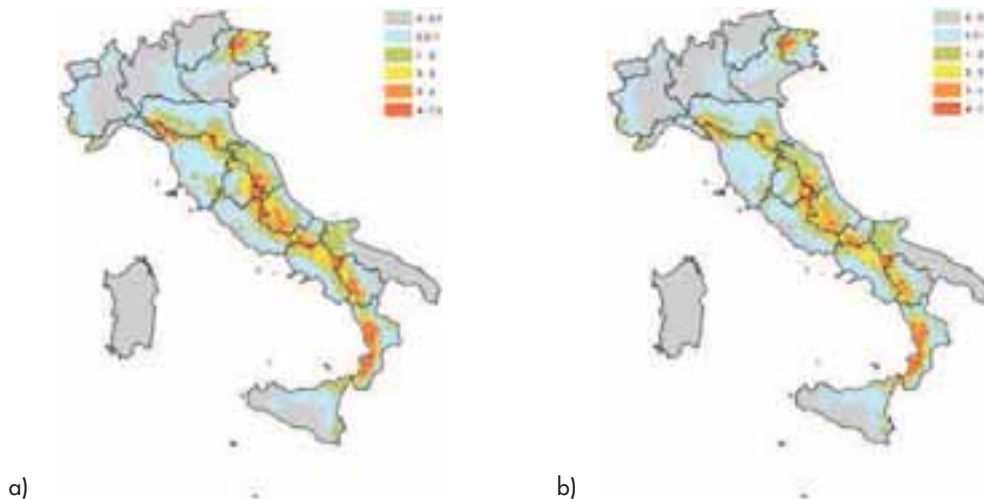


Fig. 5
Valori percentuali di rischio sismico per una finestra temporale di 100 anni in termini di abitazioni interessate da un collasso, per comune, utilizzando i dati a) del censimento ISTAT 1991 e b) del censimento ISTAT 2001 (Bramerini e Di Pasquale, 2008).

sismico. Bisogna comunque sottolineare che queste conclusioni sono fortemente condizionate dalla scelta delle relazioni tra MCS e a_g , peraltro caratterizzate da grande variabilità.

Le mappe di rischio sismico prodotte in Lucantoni et al. (2001) (Fig. 1a) sono state recentemente aggiornate utilizzando i dati del censimento ISTAT 2001 da Bramerini e Di Pasquale (2008). In figura 5 si riporta il confronto tra le mappe sviluppate con i dati del censimento ISTAT del 1991 (Fig. 5a) e quelle sviluppate con i dati ISTAT del 2001 (Fig. 5b). Le mappe rappresentano il rischio

sismico valutato per una finestra temporale di 100 anni, espresso in termini di percentuale di abitazioni coinvolte in un collasso. Entrambe si basano su una pericolosità sismica rappresentata da a_g e sui dati di vulnerabilità valutati da Lucantoni et al. (2001). Si può notare come l'utilizzo di dati di esposizione più aggiornati non abbia un effetto rilevante sulla distribuzione spaziale del rischio e la differenza in valori assoluti di abitazioni collassate è di poche unità. Tra i due censimenti, l'esposizione, in termini del numero di abitazioni, è incrementata di circa il 9%.

3. Metodologia proposta per la generazione di mappe di rischio sismico del territorio italiano

Tutte le mappe di rischio presentate nel Paragrafo 2 sono state sviluppate considerando curve di vulnerabilità empiriche o matrici di probabilità di danno che si basano sui danni agli edifici osservati durante terremoti passati. Occorre sottolineare che questo tipo di approccio presenta diversi svantaggi. Ad esempio, non viene preso in considerazione il periodo di vibrazione caratteristico degli edifici e viene utilizzata l'intensità macrosismica come parametro rappresentativo della pericolosità sismica. L'intensità si ottiene direttamente dai valori del danno osservato. È però possibile osservare come il danno ed il parametro di scuotimento del terreno non siano indipendenti l'uno dall'altro. Un recente studio è stato sviluppato in Colombi et al. (2008) per tentare di attenuare gli svantaggi dei metodi osservazionali. Gli edifici indagati sono stati suddivisi in classi (tipologia costruttiva e numero di piani) e raggruppati in funzione del danno che hanno subito. In seguito, attraverso una relazione di attenuazione, è stata stimata la domanda sismica alla

quale sono stati verosimilmente sottoposti ed è stata valutata l'ordinata spettrale corrispondente al periodo di vibrazione dovuto alla tipologia e al danno subito dall'edificio, opportunamente scalata per tenere conto della dissipazione di energia. Nonostante questo passaggio, lo studio di Colombi et al. (2008) ha messo in luce ulteriori limiti dell'utilizzo dei dati basati sui danni osservati. In particolare, sono stati evidenziati problemi relativi ad un'inadeguata compilazione delle schede di rilievo che ha condotto all'eliminazione di dati e alla conseguente sottovalutazione degli edifici danneggiati all'interno della classe di danno considerata. Sulla base di queste considerazioni appare evidente che l'utilizzo di funzioni di vulnerabilità empiriche appare problematico, mentre risulterebbe sempre più vantaggioso e conveniente utilizzare funzioni analitiche di fragilità per generare mappe di rischio. In questo caso i risultati ottenibili sarebbero più affidabili visto anche il possibile miglioramento della conoscenza sul costruito esistente. Nei paragrafi che seguono viene descritta la metodologia analitica utilizzata per la stima di curve di vulnerabilità e la sua applicazione per la messa a punto di nuove mappe di rischio

sismico per l'Italia. Vengono inoltre descritti, in modo più approfondito, i dati di pericolosità e di esposizione che sono stati utilizzati.

3.1 Vulnerabilità

3.1.1 Metodologia analitica per la stima della vulnerabilità

Recentemente è stata sviluppata in Borzi et al. (2008a) e Borzi et al. (2008b) una metodologia analitica, denominata SP-BELA (Simplified Pushover-Based Earthquake Loss Assessment), che è stata utilizzata nel presente studio per le analisi finalizzate alla valutazione del rischio sismico e alla stima delle possibili perdite in un'area urbana. Attraverso una progettazione simulata e le conseguenti analisi *pushover* semplificate, viene stimato il periodo elastico T_y di vibrazione per una popolazione di edifici generati mediante una procedura Monte Carlo⁵. I periodi di vibrazione (T_{LS}), corrispondenti agli stati limite successivi alla condizione di snervamento, assumendo un comportamento elastico perfettamente plastico, possono essere calcolati attraverso la seguente formula:

$$T_{LS} = T_y \sqrt{\mu_{LS}} \quad (2)$$

dove μ_{LS} rappresenta la duttilità legata allo spostamento per lo stato limite che si sta considerando.

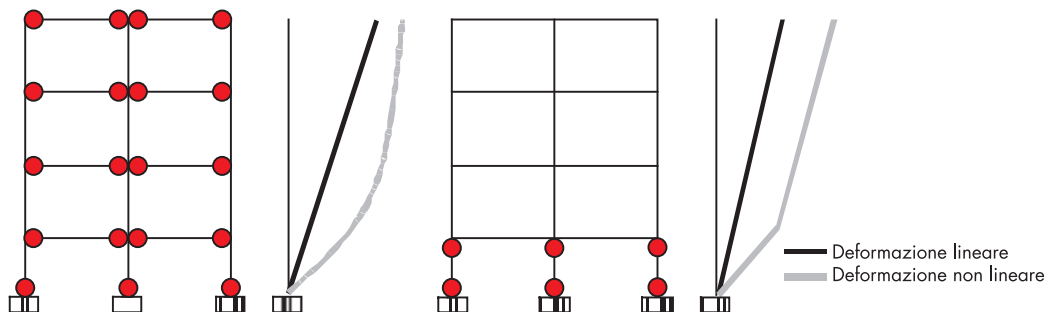
Il periodo di vibrazione calcolato per ogni edificio viene utilizzato per stimare la domanda in spostamento, che viene a sua volta confrontata con la capacità in spostamento di un sistema ad un grado di libertà corrispondente all'edificio originale in termini di capacità di spostamento, di periodo di vibrazione e quantità di energia dissipata.

La capacità di spostamento di un edificio viene valutata attraverso semplici equazioni che met-

tono in relazione la capacità stessa con le proprietà del materiale e della struttura. Gli stati limite presi in considerazione sono: (i) danno leggero, (ii) danno severo e (iii) collasso. Lo stato limite di danno leggero si riferisce ad edifici utilizzabili a seguito di un terremoto senza la necessità di riparazioni e rinforzi. Al contrario, se un edificio raggiunge lo stato limite di danno severo, non può essere utilizzato senza che prima si sia intervenuti con delle riparazioni; per questo livello di danno potrebbe non essere più economicamente vantaggiosa la riparazione rispetto alla demolizione e ricostruzione completa della struttura. Se, infine, viene raggiunto lo stato limite di collasso, l'edificio non è più sicuro per l'incolumità dei suoi occupanti in quanto è inadeguato a sopportare i carichi gravitazionali per i quali è stato progettato. Gli interventi di riparazione non sono più applicabili o comunque non sono vantaggiosi da un punto di vista economico e la struttura deve essere sicuramente demolita. Queste condizioni limite sono messe in relazione con la rotazione imposta alle cerniere plastiche che attivano il meccanismo di collasso della struttura. La figura 6 mostra i possibili meccanismi di risposta di una struttura in cemento armato: un meccanismo globale viene innescato quando alla base di tutte le colonne di un piano si formano cerniere plastiche. Viene innescato un meccanismo di piano quando le cerniere plastiche si formano in entrambe le estremità delle colonne di uno stesso interpiano.

In SP-BELA viene calcolata in modo esplicito la proporzione di edifici generati che collassano secondo un meccanismo globale o un meccanismo di piano. La capacità di spostamento di un sistema equivalente ad un grado di libertà viene quindi calcolata dalla capacità di rotazione delle cerniere e dalla deformata di collasso. Si rimanda, per approfondimenti, a Borzi et al.

Fig. 6
Meccanismo di risposta di un telaio e rispettive deformazioni associate.
a) meccanismo globale
b) meccanismo di piano.



⁵ http://en.wikipedia.org/wiki/Monte_Carlo_method.

(2008a) per quanto riguarda strutture in cemento armato e a Borzi et al. (2008b) e a Restrepo-Velez e Magenes (2004) per quanto riguarda strutture in muratura. Una prima validazione del modello è stata condotta per gli edifici in cemento armato, confrontando i risultati ottenuti con la metodologia appena descritta con quelli ottenuti modellando il comportamento statico non lineare di edifici con analisi strutturali agli elementi finiti (Borzi et al., 2008a). Per quanto riguarda gli edifici in muratura invece è stata condotta una validazione preliminare attraverso il confronto tra le curve di vulnerabilità prodotte in SP-BELA e quelle empiriche prodotte sulla base dei dati del danno osservato (Colombi et al. 2008).

3.1.2 Caratteristiche del patrimonio edilizio italiano

La metodologia appena descritta è stata calibrata considerando le proprietà geometriche e del materiale caratteristiche del costruito italiano. Le sezioni delle travi e delle colonne vengono assegnate durante la fase di progettazione, mentre per quanto riguarda l'altezza interpiano e la luce delle travi sono richiesti dati statistici i cui valori sono stati ricavati dallo studio di Marino (2005).

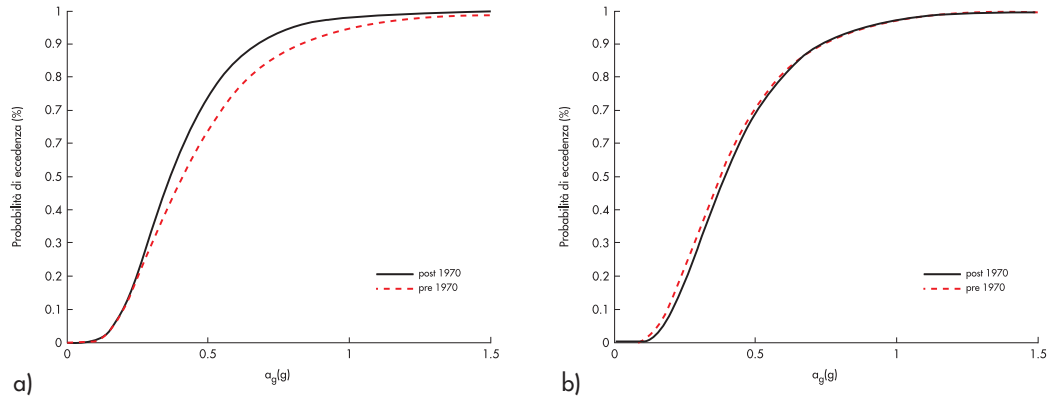
Dal 1939 fino al 1972 la progettazione di edifici in cemento armato si è basata su un'unica normativa (*R.D.L. 16 novembre 1939*) che utilizzava un approccio alle tensioni ammissibili. La tensione ammissibile, per quanto riguarda il calcestruzzo, era compresa tra 40 e 50 kg_f/cm², mentre, per quanto riguarda l'acciaio, dipendeva dal tipo di materiale utilizzato. La *Circolare 23 maggio 1957 n° 1472* prevedeva le tensioni ammissibili per tre differenti tipi di acciaio: Aq42 (1,400 kg_f/cm²), Aq50 (1,600 kg_f/cm²) e Aq60 (1,800 kg_f/cm²). La normativa del 1939 rimase in vigore fino al 1972, fino a quando venne sostituita da un nuovo decreto (D.M. 30 maggio 1972). Negli anni '70 e '80 vennero pubblicati più decreti che però non presentavano differenze sostanziali (Stella, 1999). Nel decreto del 1972 le tensioni ammissibili del calcestruzzo si basavano su una formula che faceva riferimento alla resistenza nominale di un cubo di calcestruzzo mentre per quanto riguarda gli acciai venivano distinte quattro diverse tipologie: FeB22K (1,200 kg_f/cm²), FeB32K (1,600 kg_f/cm²), FeB38K (2,200 kg_f/cm²) e FeB44K (2,600 kg_f/cm²). Le prime due si riferiscono a barre lisce, mentre le ultime due a barre nervate. Pertanto, per quanto sopra, è possibile distinguere due classi principali di materiale utilizzato per la costruzione degli edifici

italiani: prima degli anni '70 e dopo gli anni '70 (Vona e Masi, 2004; Masi e Vona, 2004).

SP-BELA utilizza le tensioni ammissibili per la progettazione di edifici in cemento armato in quanto questa modalità è alla base del metodo di progettazione più utilizzato fino alle recenti normative (OPCM, 2003). Per gli edifici costruiti prima degli anni '70 sono stati utilizzati i valori sopra riportati, mentre è stata condotta una selezione random tra i tre differenti tipi di acciaio (Aq42, Aq50 e Aq60). Per gli edifici costruiti dopo gli anni '70 è stata usata una selezione casuale tra i tipi di acciaio FeB38K e FeB44K e come resistenza nominale è stato scelto casualmente un valore tra 25 MPa, 30 MPa o 35 MPa. Per poter calcolare la capacità di un edificio viene anche richiesta la media e la deviazione standard relativa alle proprietà dei materiali utilizzati. Per gli edifici costruiti prima degli anni '70 sono stati usati i valori relativi a studi statistici condotti su un campione di edifici degli anni '60 in Verderame et al. (2001a,b). Il valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo, ottenuto da studi su campioni appartenenti ad anni che variano tra il 1960 e il 1970 e raccolti nel laboratorio dell'Università di Napoli, risulta essere pari a 29,33 MPa con un coefficiente di variazione pari a 30,96%. Per quanto riguarda i valori statistici della tensione di snervamento degli acciai, stimata sempre dall'Università di Napoli su campioni provenienti dalla stessa decade, si sono utilizzati valori di 325,4 MPa con coefficiente di variazione pari a 7,1% per Aq42, di 369,9 MPa con coefficiente di variazione pari a 8% per Aq50 e di 432,6 MPa con coefficiente di variazione pari a 8,5% per Aq60. Per quanto riguarda i dati relativi agli edifici costruiti dopo gli anni '70, non si hanno a disposizione dati sperimentali con sufficiente validità statistica. È stato quindi utilizzato un fattore di amplificazione pari a 1,1 e 1,5 rispettivamente per acciaio e calcestruzzo per passare dal valore caratteristico al valore di resistenza media (Priestley et al., 1996). Per entrambi è stato usato un coefficiente di variazione pari al 10%. Si segnala che è attualmente in corso da parte degli autori un'analisi dei dati sperimentali relativi agli edifici costruiti dopo gli anni '70. Le proprietà statistiche delle resistenze verranno pertanto meglio definite anche per questi edifici.

Un primo studio sulle differenze tra gli edifici costruiti anteriormente e posteriormente agli anni '70 non ha condotto a differenze significative nella valutazione della vulnerabilità caratteristica delle classi di edifici analizzate. Questo viene dimostrato in figura 7 dove sono riportate

Fig. 7
Curve di vulnerabilità per edifici in cemento armato non progettato sismicamente, prima e dopo il 1970, di a) 4 piani e di b) 5 piani.



le curve di vulnerabilità (Borzi et al. 2008a) relative ad edifici in cemento armato di 4 e 5 piani in termini di probabilità di eccedenza dello stato limite di collasso per un dato livello di accelerazione di picco a_g .

Gli edifici costruiti prima e dopo gli anni '70 hanno una vulnerabilità molto simile, per cui non sembra necessaria una loro classificazione in funzione della classe di età. A questa conclusione è arrivato anche lo studio di Masi et al., (2004). Le proprietà più scadenti dei materiali utilizzati negli edifici realizzati prima degli anni '70 sono compensate da sezioni degli elementi strutturali più grandi. Questo anche in relazione all'effetto novità della progettazione di edifici in cemento armato, per cui i progettisti tendevano ad adottare soluzioni più cautelative, sovradimensionando le strutture. È comunque necessario sottolineare che la modellazione del comportamento non lineare delle curve pushover in SP-BELA è basata su criteri di semplificazione e, pertanto, sono necessarie indagini più dettagliate sulle proprietà di degrado per poter giungere a conclusioni più affidabili. Per quanto

scritto, è stato deciso di considerare un'unica tipologia di progettazione, ovvero quella adottata per la realizzazione degli edifici posteriori agli anni '70.

Per quanto riguarda gli edifici in muratura il metodo SP-BELA necessita di informazioni quali l'altezza interpiano, la rotazione interpiano, la sezione delle pareti, la resistenza al taglio e il peso specifico della muratura. Tutti questi dati sono stati ricavati da fonti bibliografiche diverse, tra cui le schede per il rilievo della vulnerabilità sismica di II livello GNDT, attraverso le quali sono state raccolte le informazioni tipologico-strutturali di circa 42.000 edifici in muratura presenti sul territorio italiano (Martinelli e Corazza 1999). Per i dettagli relativi alle statistiche utilizzate in SP-BELA si rimanda a Borzi et al. (2008b). SP-BELA non integra per la muratura un passo di progettazione simulata perché, fino in tempi recenti, la muratura non è stata progettata, ma, piuttosto, è stata realizzata sulla base di standard costruttivi che in alcuni casi si sono modificati nel corso degli anni e/o sono differenti sulla base dell'area geografica considerata.

3.2 Pericolosità

3.2.1 Input sismico stimato nell'ambito del progetto INGV-DPC S1

Nell'ambito di un progetto dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), nel 2004 è stato portato a termine un nuovo studio di pericolosità sismica in termini di accelerazione di picco del territorio nazionale, basato su una metodologia probabilistica classica (Gruppo di Lavoro MPS, 2004). Il risultato finale di questo lavoro, che è stato oggetto anche di revisione da parte di un gruppo di esperti internazionali, è consistito nella realizzazione di una nuova mappa di pericolosità sismica per il territorio italiano (MPS04). Con l'OPCM n°3519, la MPS04 è diventata la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento per le applicazioni di tipo ingegneristico.

La pericolosità sismica è stata valutata per ciascuno dei 16.852 punti di una griglia che ricopre tutto il territorio nazionale, ad eccezione della Sardegna e di isole minori, che sono distanziati gli uni dagli altri di 0,05° in latitudine e longitudine. Per la Sardegna e per alcune isole minori sono ancora necessari studi ad hoc.

La MPS04 deriva dall'applicazione di un albero logico in grado di tenere in considerazione diverse incertezze epistemiche quali: (i) la completezza dei cataloghi in termini di intervalli di tempo, (ii) il tasso sismico, (iii) le relazioni di attenuazione. L'albero logico non tiene conto, invece, di alternative alla zonazione sismogenetica ZS9 (Zonazione Sismogenetica ZS9 del Gruppo di Lavoro MPS04, 2004) e al catalogo dei terremoti italiano CPTI04 (Catalogo Parame-

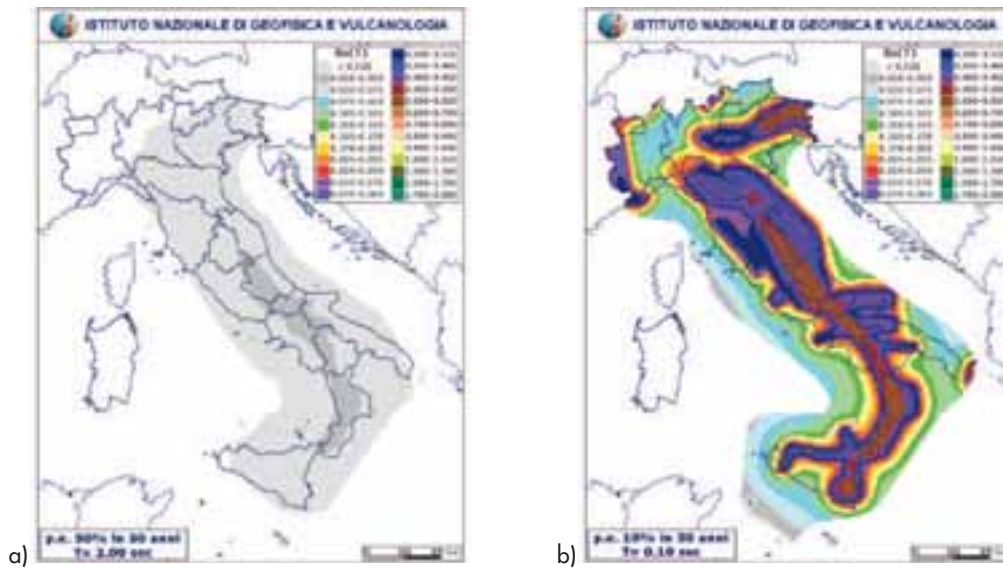
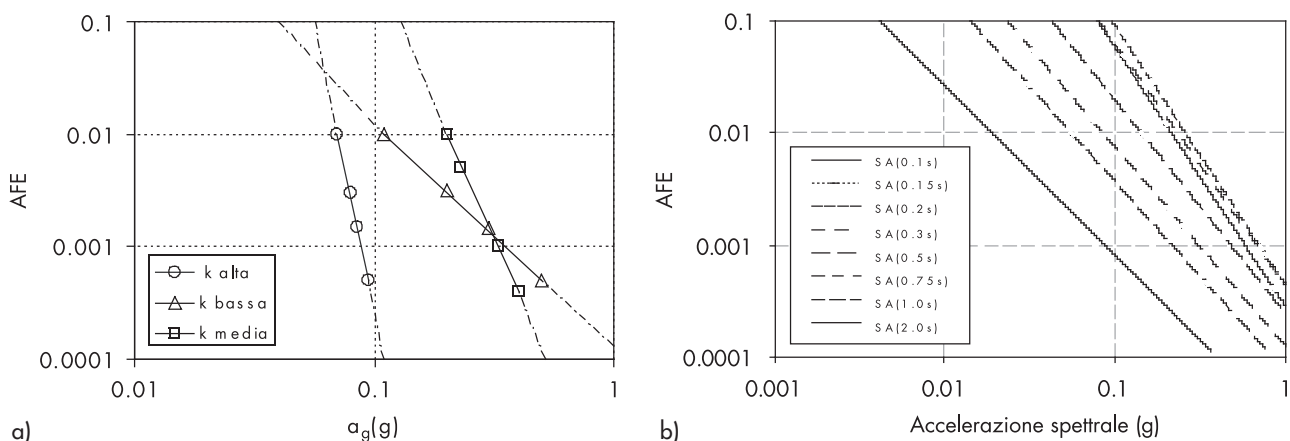


Fig. 8
 Mappa di pericolosità in termini di accelerazioni spettrali.
 a) Periodo di ritorno = 72 anni, $T=2$ s.
 b) Periodo di ritorno= 475 anni, $T=0.1$ s (INGV-DPC, 2007a).

trico dei Terremoti Italiani 2004 del Gruppo di Lavoro CPTI04, 2004). Questa scelta è dettata dal fatto che i due blocchi di informazioni sono il risultato finale di una serie di revisioni di materiale già esistente, frutto di un ampio consenso degli esperti coinvolti (Montaldo et al., 2007). Per quanto riguarda le leggi di attenuazione, sono state utilizzate principalmente quelle di Sabetta e Pugliese (1996) e di Ambraseys et al. (1996), mentre in alcune aree specifiche, quali le Alpi, sono state utilizzate equazioni regionalizzate. La relazione in Sabetta e Pugliese (1996) si basa fondamentalmente su dati relativi a terremoti italiani, mentre quella stimata in Ambraseys et al. (1996) su dati europei. Nell'ambito del Progetto INGV S1, finanziato dal Dipartimento della Protezione Civile, sono state effettuate ulteriori elaborazioni derivate dal lavoro svolto per la redazione della MPS04. Utilizzando la stessa metodologia prevista in precedenza, sono state valutate le accelerazioni spettrali, per diversi periodi di ritorno, nei punti della griglia di calcolo della pericolosità. I risultati sono stati ottenuti per

diversi valori di frequenza annuale di eccedenza (inverso del periodo di ritorno) e sono stati espressi come percentili della distribuzione di tutti i possibili risultati ottenibili dall'albero logico. In particolare sono state prodotte mappe relative al 16°, 50° e 84° percentile per la stessa griglia di punti usata per la definizione delle accelerazioni di picco a_g . Per ogni punto della griglia è noto il valore dell'ordinata spettrale per diversi periodi di vibrazione compresi tra 0,1 e 2 secondi e per diversi periodi di ritorno compresi tra 30 e 2500 anni. In totale sono state prodotte 90 mappe, due delle quali sono riportate in figura 8 a titolo di esempio. Nella maggior parte dei casi la relazione tra il logaritmo del parametro caratteristico dello scuotimento e il logaritmo della corrispondente frequenza annuale di eccedenza può essere assunta lineare, per lo meno per i periodi di ritorno di interesse ingegneristico (Fig. 9a). Nel presente articolo, il gradiente negativo della curva di pericolosità nel grafico log-log viene indicato con k , così come definito nella Parte 1 dell'Eurocodice 8 (CEN 2004).

Fig. 9
 a) Relazione tra la frequenza di eccedenza e l'accelerazione di picco in scala logaritmica per tre diverse località italiane con differenti k per una certa ordinata spettrale (dati ricavati da Grant et al. 2006).
 b) Curve di pericolosità in scala logaritmica per tutte le ordinate spettrali $S_a(T)$, considerate nello studio di pericolosità dell'INGV (GdL MPS04), riferite ad un singolo comune italiano.



È possibile calcolare la pendenza k nel grafico logaritmico per ogni ordinata spettrale $Sa(T)$ e per ogni comune italiano. Il valore di pericolosità sismica per ogni comune può essere calcolato, conoscendo le coordinate caratteristiche del centro abitato capoluogo, attraverso un'interpolazione dei punti della griglia. Utilizzando il valore di k e i valori di accelerazione spettrale per un periodo di ritorno di 475 anni, i valori di accelerazione spettrale per un dato periodo di vibrazione (T) ad ogni valore annuale di frequenza di eccedenza (AFE) possono essere calcolati attraverso le seguenti formule:

$$AFE [Sa(T)] = 0.0021 \left(\frac{Sa(T)_{475}}{Sa(T)} \right)^k \quad (3)$$

$$Sa(T) = Sa(T)_{475} \left(\frac{0.0021}{AFE [Sa(T)]} \right)^{1/k} \quad (4)$$

dove AFE rappresenta la frequenza annuale di eccedenza (pari a 0,0021 per un periodo di ritorno di 475 anni), $Sa(T)$ rappresenta il valore di accelerazione spettrale che può essere calcolato per un dato periodo di vibrazione T e per una data AFE , $Sa(T)_{475}$ è il noto valore di accelerazione spettrale per un dato periodo di vibrazione T e per un periodo di ritorno di 475 anni e k è la pendenza della curva di pericolosità nel grafico logaritmico.

La ragione per cui si vuole calcolare la curva di pericolosità per ogni ordinata spettrale, in ogni comune, sta nel fatto di poter così valutare le ordinate spettrali per tutti i periodi di vibrazione, considerando diversi valori di frequenza annuale di eccedenza (Fig.9b). In questo modo si possono produrre spettri di risposta con pericolosità uniforme per tutte le frequenze annuali di eccedenza (o periodi di ritorno). Questi spettri avranno forme diverse sulla base della sismicità della regione e della frequenza annuale di eccedenza, a causa dell'influenza della magnitudo e, per distanze minori, della forma dello spettro di risposta elastico.

Come si può dedurre dall'Equazione 1 il calcolo del rischio sismico di una data classe di edifici deve considerare tutti i possibili scuotimenti in grado di causare l'eccedenza di un dato stato limite di danno a partire da una probabilità nulla di eccedenza fino ad una probabilità pari al 100%. Sono stati quindi prodotti, per tutti i comuni del territorio italiano e per una ampia gamma di probabilità di eccedenza, che tiene conto di finestre temporali di 1, 50 e 100 anni, gli spettri con pericolosità uniforme in termine di accelerazione così come precedentemente

descritti. Per mettere in relazione la frequenza annuale di eccedenza (AFE) con la probabilità di eccedenza (PE) per una data finestra temporale (L) si utilizza la distribuzione probabilistica di Poisson degli eventi rari senza memoria:

$$PE = 1 - e^{-AFE \times L} \quad (5)$$

Dal momento che i metodi di stima della vulnerabilità si basano sulla definizione della capacità di spostamento, è necessario trasformare i valori di accelerazione spettrale $Sa(T)$ in valori di spostamento spettrale $Sd(T)$ attraverso la seguente relazione:

$$Sd(T) = Sa(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (6)$$

I valori di spostamento spettrale, per valori del periodo di vibrazione maggiori di 2s, non sono stati calcolati e si è ipotizzato un ramo dello spettro costante per $T > 2$ secondi. Si precisa che tutti gli spettri sono stati calcolati al substrato rigido (*bedrock*), considerando quindi un sottosuolo di tipo A (roccia) a cui corrisponde una velocità equivalente delle onde di taglio, V_{s30} , maggiore di 800 m/s, avente la superficie superiore ad una stessa quota topografica (morfologia piana). Al fine di considerare anche la risposta di sottosuoli di tipo B e C l'azione sismica (domanda sismica) deve essere incrementata attraverso fattori di amplificazione.

3.2.2 Effetti di amplificazione litostratigrafica

Per la valutazione dei fattori di amplificazione dell'input sismico al *bedrock*, nel presente articolo sono stati sviluppati due studi in parallelo. Il primo prende in considerazione i fattori di amplificazione adottati dall'OPCM n°3274 del 2003, mentre il secondo considera i fattori adottati dalle NTC08. Questi fattori di amplificazione sono strettamente correlati alla tipologia di sottosuolo nel quale l'input sismico si propaga. Nelle normative l'identificazione delle categorie di sottosuolo avviene solitamente attraverso il calcolo del V_{s30} , sulla base delle misure delle velocità di propagazione delle onde di taglio nei vari strati geologici indagati con prove sperimentali in situ (ad esempio, prove down-hole o cross-hole). La V_{s30} rappresenta la velocità media equivalente di attraversamento delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità dal piano di imposta delle fondazioni. Il sottosuolo di tipo A, rappresentato da roccia e da terreni molto rigidi, presenta una V_{s30} superiore agli 800 m/s; il sottosuolo di tipo B è rappresentato da rocce tenere e da depositi di terreni



Fig. 10
Classificazione del territorio italiano secondo le categorie di sottosuolo A, B e C dell'Eurocodice 8 (CEN 2004, Amato e Selvaggi 2002).

a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti aventi una V_{s30} compresa tra 360 m/s e 800 m/s; il sottosuolo di tipo C è rappresentato da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti che mostrano una V_{s30} compresa tra 180 m/s e 360 m/s.

Per la stima delle categorie di sottosuolo presenti all'interno di ciascun comune italiano sono stati utilizzati i risultati di due studi differenti: Crowley et al. (2009) e Di Capua e Peppoloni (2009).

Nell'ambito del progetto INGV-GNDT denominato "Terremoti probabili in Italia tra l'anno 2000 e il 2030: elementi per la definizione di priorità degli interventi di riduzione del rischio sismico" (Amato e Selvaggi, 2002) la valutazione delle categorie di sottosuolo presenti nel territorio italiano è stata ottenuta accorpando le formazioni geologiche presenti sulla carte geologica in scala 1:500.000 secondo un criterio litologico (tipologia di roccia) e cronologico (età della roccia) ed associando gli insiemi ottenuti alle categorie di sottosuolo A, B e C previste dall'EC8. La mappa ottenuta è riportata in figura 10. In Luzi e Meroni (2007) sono state individuate quattro aree test nelle quali le categorie di sottosuolo identificate attraverso la mappa messa a punto in Amato e Selvaggi (2002) sono state confrontate con quelle ottenute utilizzando una mappa geologica a maggior risoluzione (1:100.000). I risultati hanno evidenziato i problemi legati all'affidabilità delle elaborazioni ottenibili attraverso una mappa geologica in scala 1:500.000.

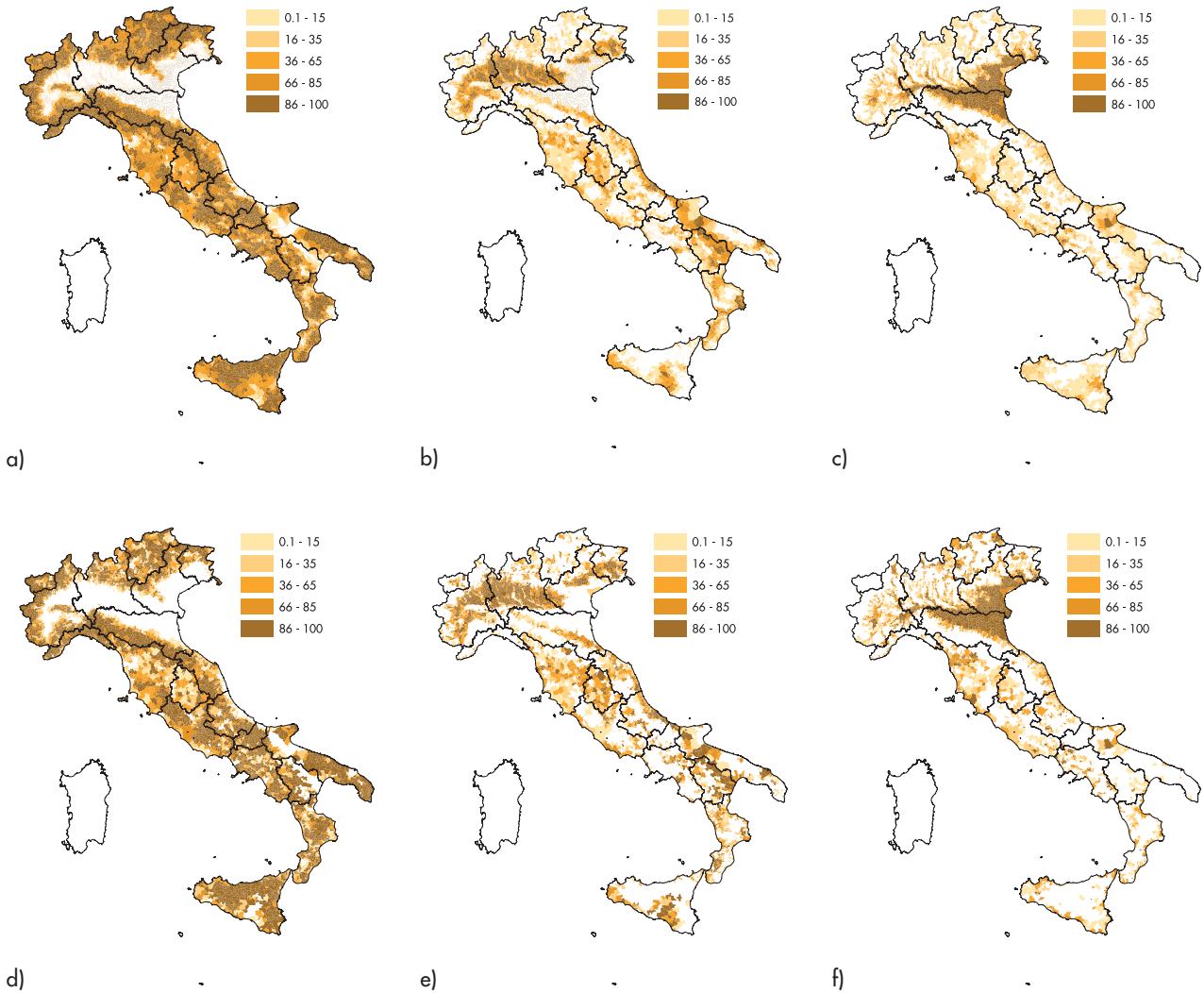
Partendo dalla mappa realizzata in Amato e Selvaggi (2002), Crowley et al. (2009) ha calcolato

per ciascun territorio comunale le percentuali di categorie di sottosuolo presenti. Queste percentuali sono riportate nelle Figure 11a, 11b e 11c. Di Capua e Peppoloni (2009) hanno condotto uno studio specifico, basato sulla stessa mappa litologica, che ha valutato per ciascun comune le percentuali di sottosuolo A, B, C, considerando solo la superficie urbanizzata presente all'interno del comune stesso. In figura 11d, 11e e 11f sono riportate le percentuali stimate da Di Capua e Peppoloni (2009). La perimetrazione delle aree urbanizzate è stata fornita dal CISIS (Centro Interregionale per i Sistemi informatici, geografici, statistici) e comprende tutti gli agglomerati urbani presenti nel comune considerato. Di Capua e Peppoloni (2009) hanno anche valutato le differenze tra il numero di comuni presenti all'interno di una particolare categoria di sottosuolo, considerando il centro abitato capoluogo in maniera puntuale, utilizzando sia la mappa in scala 1:500.000 che una mappa in scala 1:100.000 (Tabella 1). Quest'ultima mappa è stata prodotta dall'INGV nel 2006 nell'ambito del progetto INGV-DPC denominato "Stima dello scuotimento in tempo reale e quasi-reale per terremoti significativi in territorio nazionale". Lo sviluppo futuro sarà quello di confrontare le mappe di rischio prodotte in questo articolo e basate sulle percentuali di categorie di sottosuolo calcolate utilizzando la mappa litologica in scala 1:500.000 e quelle calcolate utilizzando una mappa litologica a maggior risoluzione. Un altro futuro sviluppo sarà quello di considerare anche le condizioni morfologiche locali per tener conto della probabilità di innesco di effetti di amplifica-

Tabella 1 - Confronto tra il numero di comuni presenti all'interno delle varie categorie di sottosuolo per le due diverse mappe litologiche considerate utilizzate (Di Capua e Peppoloni, 2009)

Categoria di suolo	Mappa litologica (1:500.000)	Mappa litologica (1:100.000)
	n. comuni	n. comuni
A	4.471	2.954
B	2.231	3.147
C	1.399	1.926
D	0	68
E	0	6
Totale	8.101	8.101

Fig. 11
Percentuali di categorie di sottosuolo presenti all'interno di un territorio comunale: a) tipo A b) tipo B c) tipo C in Crowley et al. (2009) e d) tipo A e) tipo B f) tipo C in Di Capua e Peppoloni (2009).



zione sismica per cause topografiche. Si può notare come le percentuali relative delle classi di sottosuolo siano maggiori nel caso si utilizzino i dati stimati in Crowley et al. (2009). Questo risultato è giustificato dal fatto che Crowley et al. (2009) hanno considerato tutta la superficie

comunale, mentre Di Capua e Peppoloni (2009) solo la parte urbanizzata. Nell'OPCM n°3274 quando si considerano le categorie di sottosuolo B e C, i valori dello spettro su roccia (categoria A) vengono amplificati dello stesso fattore pari a 1,25 per i valori dello spettro

corrispondenti a periodi di vibrazione inferiori a 0,5 secondi e a 1,5625 per i valori di accelerazione corrispondenti ad un periodo di vibrazione maggiore di 0,5 secondi. Il valore del periodo di transizione T_C è stato calcolato separatamente per ogni spettro basandosi sulla formula presente nelle linee guida NEHRP (FEMA 2004):

$$T_C = \left(\frac{F(1)}{F(0.3)} \right) \left(\frac{S_a(1)}{S_a(0.3)} \right) = 1.25 \left(\frac{S_a(1)}{S_a(0.3)} \right) \quad (7)$$

dove $F(1)$ rappresenta il fattore di amplificazione a 1 secondo e $F(0,3)$ quello a 0,3 secondi, $S_a(1)$ rappresenta l'accelerazione spettrale a 1 secondo e $S_a(0,3)$ quella a 0,3 secondi. Si ricorda che il valore del periodo di transizione T_C separa il tratto ad accelerazione costante da quello a velocità costante.

Nelle NTC08 per le categorie di sottosuolo B e C, i valori dello spettro su roccia (classe A) vengono amplificati di un fattore $S = S_s \cdot S_T$. Per la categoria B, $S_s = 1,40 - 0,40 F_{0,3} a_g / g$ dove $F_{0,3} a_g$ rappresenta il valore massimo dello spettro di accelera-

zione relativo al comune analizzato. Questo fattore sarà compreso tra 1 e 1,2. Per la categoria C, $S_s = 1,70 - 0,60 F_{0,3} a_g / g$. Questo fattore deve essere compreso tra 1 e 1,5. Il valore del coefficiente topografico S_T è posto pari a 1 dal momento che non è nota l'ubicazione precisa dell'edificio in relazione alla morfologia locale. Il periodo di transizione T_{C^*} relativo alla categoria A viene calcolato con l'equazione 7, mentre i periodi di transizione delle categorie di sottosuolo B e C ($T_{C_{\text{sottosuolo}}}$) sono calcolate come $T_{C^*} \cdot C_C$. C_C rappresenta un coefficiente previsto nella normativa dipendente dalla categoria di sottosuolo. Per la categoria B, $C_C = 1,10 (T_{C^*})^{-0,2}$, mentre per la categoria C, $C_C = 1,05 (T_{C^*})^{-0,33}$. A seconda del valore del periodo di vibrazione dell'edificio T , la domanda viene amplificata in maniera diversa. Se $T < T_{C^*}$ allora il fattore di amplificazione è pari a S , se $T_{C^*} < T < T_{C_{\text{sottosuolo}}}$ allora il fattore di amplificazione è pari a $S \cdot T / T_{C^*}$, se $T > T_{C_{\text{sottosuolo}}}$ allora il fattore di amplificazione è pari a $S \cdot T_{C_{\text{sottosuolo}}} / T_{C^*}$.

3.3 Esposizione

Le caratteristiche generali del costruito italiano ottenute provengono dai dati raccolti nel 13° Censimento Generale della Popolazione e delle Abitazioni (ISTAT 1991). I dati del Censimento ISTAT 1991 sono relativi al numero di abitazioni e, attraverso opportune elaborazioni è possibile associare un'abitazione ad un certo tipo di edificio avente un dato numero di abitazioni (da 1 a > 30). Per ciascuno di essi è nota la tipologia costruttiva (cemento armato, cemento armato con pilotis, muratura, altro) e la classe di piano (1-2, 3-5, > 5). Meroni et al. (2000), basandosi su questi dati, hanno stimato il numero di edifici presenti in ciascun comune distinto sulla base del loro periodo di costruzione, del numero di piani e della struttura verticale. Gli errori presenti in questo tipo di elaborazioni, basate sul numero di abitazioni per arrivare alla valutazione del numero di edifici, sono stati quantificati per alcune aree italiane da Frassine e Giovinazzi, 2004. Nonostante la conoscenza e la quantificazione di questo errore ed in mancanza di un database di esposizione più ricco ed accurato, è stato necessario elaborare delle ipotesi di lavoro per ottenere il numero di edifici di una data tipologia costruttiva e di un certo numero di piani. Le informazioni provenienti dal Censimento ISTAT del 2001 non sono state utilizzate, anche se i rilievi effettuati hanno considerato direttamente i singoli edifici, dal momento che i dati disaggregati per singolo edificio non sono ancora stati resi pubblici.

Per quanto riguarda gli edifici in muratura sono state considerate 5 classi tipologiche distinte sulla base del numero di piani (da 1 a 5), mentre per gli edifici in cemento armato le classi sono state definite non solo sulla base del numero di piani (da 1 a 8), ma anche considerando l'anno di costruzione. L'anno di classificazione sismica di ciascun comune è stato utilizzato per distinguere gli edifici progettati sismicamente da quelli che non lo sono stati. In questo modo è stata considerata l'evoluzione nella progettazione sismica in Italia e le conseguenti modifiche intervenute nelle normative per quanto concerne la resistenza laterale che un edificio deve offrire in caso di terremoto. Gli edifici che sono stati costruiti nei comuni prima che questi venissero classificati sismici sono stati progettati prendendo in considerazione i soli carichi gravitazionali, e pertanto non sono stati calcolati i carichi sismici aggiuntivi. Dopo che il comune è stato classificato in zona sismica, gli edifici sono progettati con coefficienti di taglio alla base differenziati sulla base della zona sismica di appartenenza. Per gli edifici costruiti in zona 1 questo coefficiente è pari al 10% del peso, per gli edifici in zona 2 è pari al 7% e per gli edifici in zona 3 è pari al 4%. È stata anche considerata l'influenza delle tamponature sulla risposta sismica degli edifici e sono stati distinti gli edifici con tamponature regolari lungo tutta la loro altezza da quelli con tamponature irregolari (tipo pilotis). Inoltre, tutti gli edifici sono stati considerati inadeguatamente confinati in quanto questa

Tabella 2 - Classi di vulnerabilità considerate per il costruito italiano in termini di tipologia costruttiva, numero di piani e livello di progettazione sismica

Tipologia costruttiva	Numero di piani
Muratura	1-5
Cemento armato	
- non sismicamente progettato	1-8
- non sismicamente progettato con pilotis	1-8
- sismicamente progettato	Zona 1: 1-8 Zona 2: 1-8 Zona 3: 1-8
- sismicamente progettato con pilotis	Zona 1: 1-8 Zona 2: 1-8 Zona 3: 1-8

Fig. 12
Numero di edifici per comune in a) muratura, b) cemento armato non sismicamente progettato e c) cemento armato sismicamente progettato.

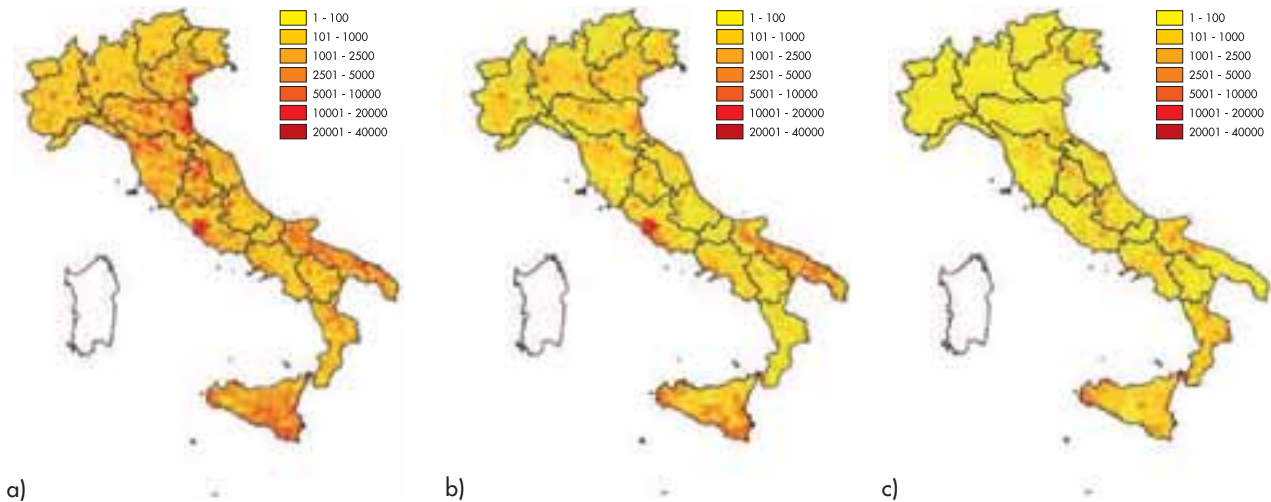
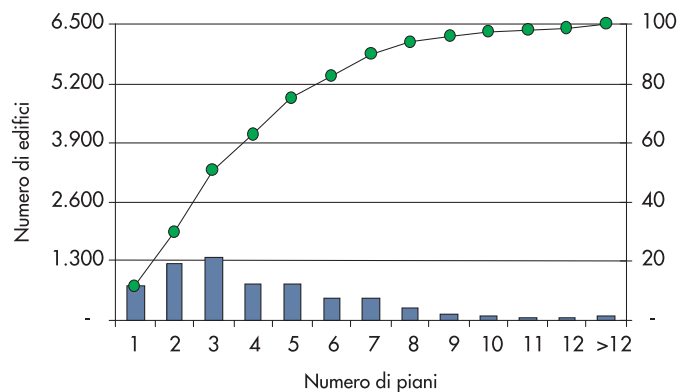
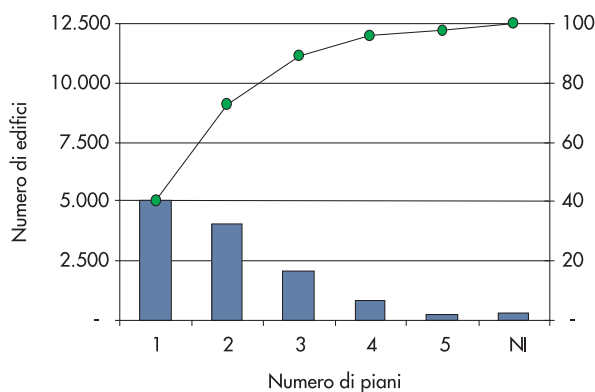


Fig 13
Proporzione di edifici in a) muratura e b) cemento armato per numero di piani ottenuto da un campione di edifici selezionato a Catania (Faccioli e Pessina, 2000). NI significa che il numero di piani non è noto. Viene riportata anche la curva cumulata della distribuzione.

proprietà viene presa in considerazione solamente nelle normative sismiche più recenti. In Tabella 2 sono riportate le 69 classi di vulnerabilità utilizzate per la stima del rischio. In figura 12 sono riportati il numero di edifici totali per comune, ricavati dai dati ISTAT 1991 per le tre seguenti tipologie: muratura, cemento armato non sismicamente progettato e cemento

armato sismicamente progettato. Come scritto in precedenza, il Censimento ISTAT raggruppa gli edifici per classi di piano (1-2, 3-5, > 5), mentre le classi di vulnerabilità previste in SP-BELA sono definite per ogni piano. Per questo motivo è necessario aggregare le curve di vulnerabilità affinché esse possano essere consistenti con i dati di esposizione. In questo lavoro sono



stati utilizzati i risultati di uno studio condotto da Faccioli e Pessina (2000) su 12.503 edifici in muratura e 6.494 edifici in cemento armato, che

3.4 Calcolo del rischio

In riferimento a quanto detto nel Paragrafo 1, note le caratteristiche strutturali di una particolare classe di edifici, viene generata, attraverso una simulazione Monte Carlo, una popolazione casuale di strutture per ogni classe (per esempio, un edificio in muratura a 2 piani) e per ognuna delle strutture generate vengono calcolati i periodo di vibrazioni, le capacità di spostamento e le duttilità per tre differenti stati limite così come discusso nel Paragrafo 3.1.1.

Successivamente viene confrontata la capacità di un edificio, espressa in termini di spostamento, con la domanda sismica a cui esso è sottoposto. Allo spettro di risposta è applicato un fattore η che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, dal momento che SP-BELA è basato su una linearizzazione equivalente. Lo smorzamento equivalente tiene conto del fatto che il reale comportamento non lineare della struttura dissipa parte dell'energia sismica. Questo fattore è calcolato utilizzando l'equazione proposta da Priestley et al. (2007):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{eq}}} \quad (8)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \quad (9)$$

dove η è il fattore di correzione dello spettro e ξ_{eq} è lo smorzamento viscoso equivalente che per gli edifici in cemento armato è ottenuto come funzione della duttilità μ attraverso l'equazione 9 (Priestley et al., 2007), mentre per la muratura i valori di smorzamento adottati per i diversi stati limite sono quelli stimati da Restrepo-Velez e Magenes (2004) pari rispettivamente a 5%, 10% e 15%.

La domanda di spostamento per un determinato periodo di vibrazione corrispondente ad uno specifico stato limite per un dato edificio appartenente al campione analizzato può essere confrontata con la capacità dell'edificio per quello stato limite. Il rapporto tra la somma di tutti gli edifici la cui capacità è minore della domanda e il numero totale di edifici costituisce una stima della probabilità di superare un determinato stato limite.

La probabilità di superare un certo stato limite (danno lieve, danno severo, collasso) è stata cal-

ha permesso la stima della proporzione di edifici appartenenti ad una data tipologia costruttiva per un dato numero di piani (Fig. 13).

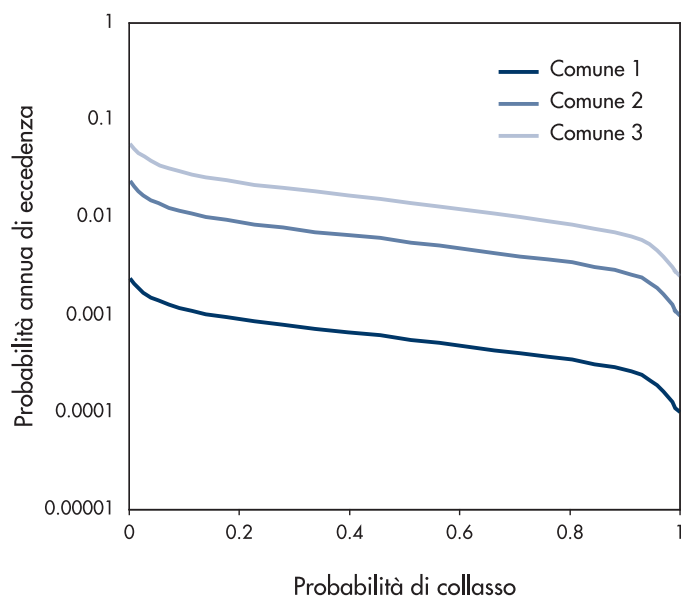
colata per ciascun comune, per ogni classe di edificio e per un numero sufficiente di probabilità annuali di eccedenza, così da ricostruire una curva del tipo di quella mostrata in figura 14. In seguito, questa curva di eccedenza viene integrata analiticamente per ottenere il rischio annuale sismico atteso per la classe di edifici esaminata. La curva relativa allo stato limite di collasso è quella riportata in figura 14 e il rischio corrispondente viene ricavato dalla seguente formula:

$$P_f = \sum_{i=0}^{+\infty} \left[\frac{APE_{2(i+1)} - APE_{2i}}{\delta} \right] \times \left[P_{\text{collasso}_{2i}} + 4P_{\text{collasso}_{2(i+0.5)}} + P_{\text{collasso}_{2(i+1)}} \right] \quad (10)$$

dove APE è la probabilità annuale di eccedenza, P_{collasso} è la probabilità di arrivare al collasso. L'area sotto la curva di rischio riportata in figura 14 viene integrata utilizzando la regola di Simpson⁶. Il rischio medio annuale ottenuto in questo modo viene poi pesato per il numero di strutture presenti all'interno di ogni classe di edifici e la media pesata di tutte le classi di edifici rappresenta il rischio medio del comune.

Lo studio del rischio è condotto in termini di numero di edifici e percentuali degli stessi eccedenti tre diversi stati limite (danno leggero,

Fig. 14
Curve di eccedenza lo stato limite di collasso per una data tipologia di edifici, per tre differenti comuni italiani.



⁶ http://en.wikipedia.org/wiki/Simpson%27s_rule.

danno severo e collasso), per tre diverse finestre temporali (1 anno, 50 anni e 100 anni) e per tre differenti periodi di ritorno ($T_R=72$ anni, $T_R=475$ anni e $T_R=2475$ anni). In figura 15 è rappresentato il rischio sismico in termini di numero di edifici che hanno subito danno severo per una finestra temporale di 1 anno (Fig.15a), 50 anni (Fig.15b) e 100 anni (Fig.15c). Il rischio è stato calcolato considerando gli effetti di amplificazione litostatigrafica locale dell'input sismico. Tale valutazione è stata possibile utilizzando le categorie di sottosuolo stimate da Di Capua e Peppoloni (2009) per le aree urbanizzate di ciascun comune, alle quali sono stati associati i fattori di amplificazione previsti nell'OPCM 2003. In figura 16 il rischio sismico annuale di danno severo per ogni comune, calcolato con i fattori di amplificazione dell'OPCM 2003 e con le categorie di sottosuolo stimate in Di Capua e Peppoloni (2009), viene confrontato con quello proposto in Crowley et al. (2009). In figura 17 si riporta lo stesso confronto di figura 16 riferito però al rischio annuale in termini della percentuale del

numero di edifici collassati per comune. Si nota come le mappe a confronto siano molto simili tra loro, anche se si può osservare un aumento dei valori del rischio nel caso in cui si utilizzino le percentuali di categorie di sottosuolo proposte in Di Capua e Peppoloni (2009). Questo risultato viene giustificato dal fatto che le OPCM 2003 prevedono uno stesso fattore di amplificazione per le categorie di sottosuolo B e C, il che non permette una differenziazione netta del rischio al variare delle percentuali della tipologia di sottosuolo. In particolare, questo risulta essere vero laddove la percentuale della categoria di sottosuolo A risulta essere nulla oppure pari al 100%. In questi due casi è facile capire come i valori di rischio calcolati utilizzando le percentuali di categorie di sottosuolo in Di Capua e Peppoloni (2009) e in Crowley et al. (2009) risultino identici. A completamento del lavoro, si è deciso di sviluppare le mappe di rischio basandosi sulla nuova normativa sismica (NTC08) che, come descritto nel Paragrafo 3.2.2, fissa dei fattori di

Fig. 15
Rischio sismico in termini di edifici che hanno subito un danno severo per una finestra temporale di a) 1 anno b) 50 anni e c) 100 anni. Categorie di sottosuolo in Di Capua e Peppoloni (2009) e fattori di amplificazione sito locale previsti dall'OPCM 2003.

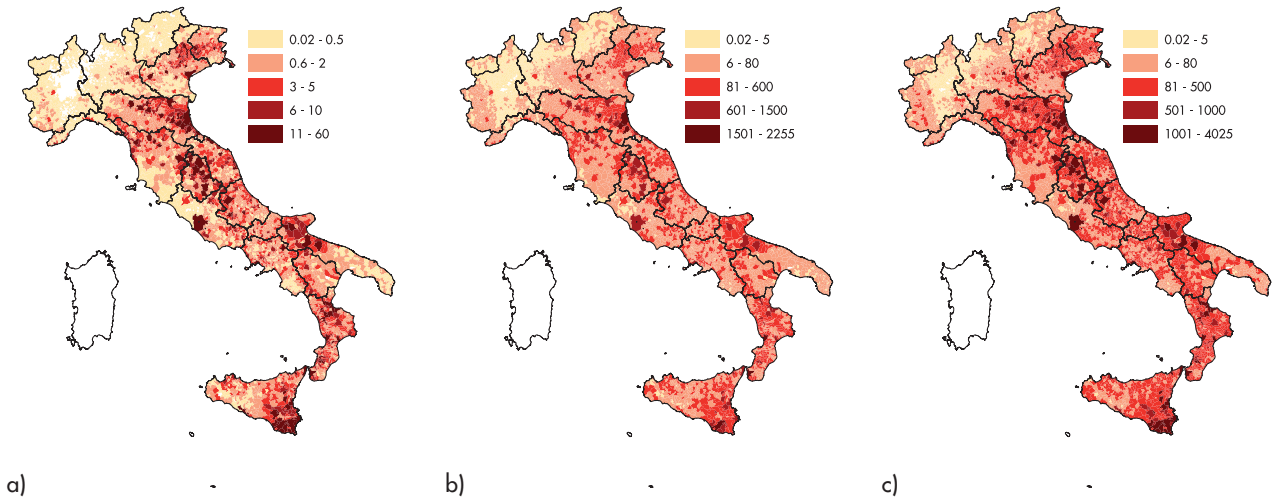
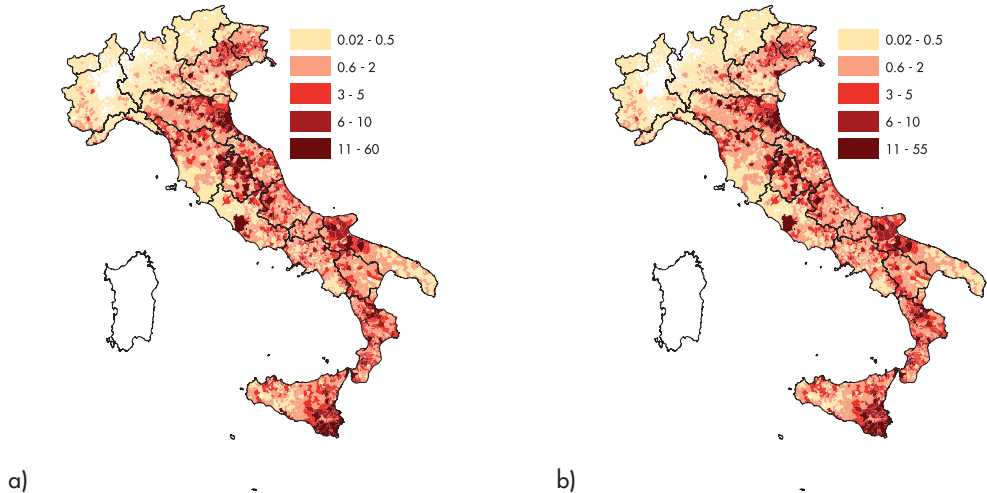
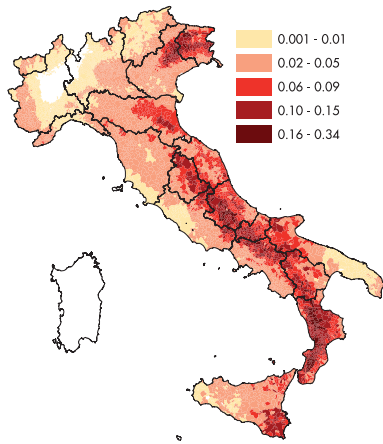
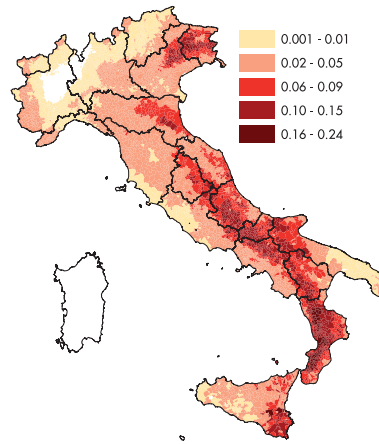


Fig. 16
Rischio sismico annuale per comune in termini di numero di edifici che hanno subito danno severo stimato attraverso i fattori di amplificazione di sito previsti nell'OPCM 2003 e basandosi sulle categorie di sottosuolo proposte da a) Di Capua e Peppoloni (2009) e b) Crowley et al. (2009).





a)



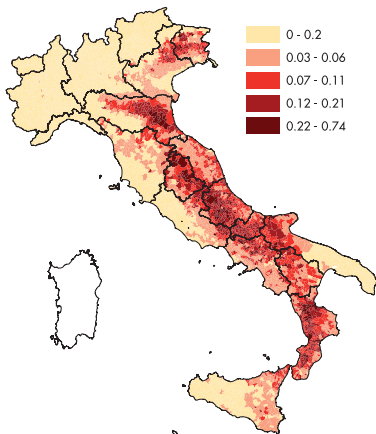
b)

Fig. 17
Rischio sismico annuale per comune in termini di percentuale del numero di edifici crollati stimato attraverso i fattori di amplificazione di sito previsti nell'OPCM 2003 e basandosi sulle categorie di sottosuolo proposte da a) Di Capua e Peppoloni (2009) e b) Crowley et al. (2009).

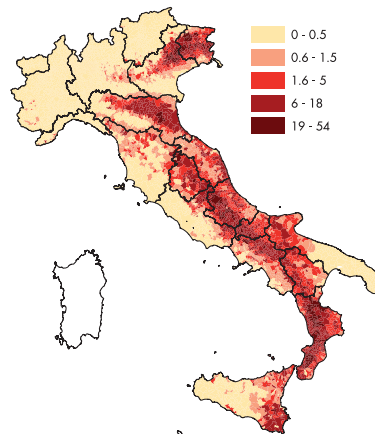
amplificazione litostratigrafica diversi a seconda della categoria di sottosuolo considerata. Per questo tipo di confronto si è deciso di utilizzare le percentuali di categorie di sottosuolo proposte in Di Capua e Peppoloni (2009) dal momento che la loro valutazione per aree urbanizzate (centro abitato capoluogo, più frazioni), piuttosto

che per territorio comunale, risulta più funzionale e realistica allo scopo. In figura 18 si riportano i valori del rischio sismico, espresso in termini di percentuali di edifici crollati per comune, per un livello di scuotimento con periodo di ritorno di 72 anni (Fig.18a), di 475 anni (Fig.18b) e 2475 anni (Fig.18c). Si può

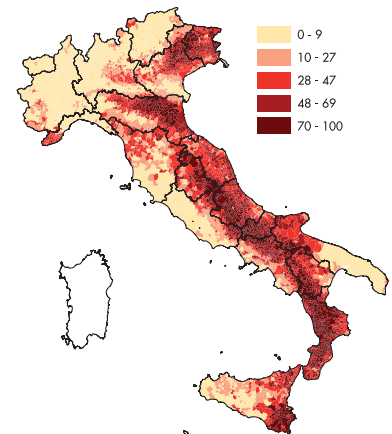
Fig. 18
Rischio sismico del territorio italiano, in termini di percentuale di edifici crollati considerando un periodo di ritorno di a) 72 anni b) 475 anni e c) 2475 anni. Percentuali di categorie di sottosuolo in Di Capua e Peppoloni (2009) e fattori di amplificazione litostratigrafica previsti dalle NTC08.



a)

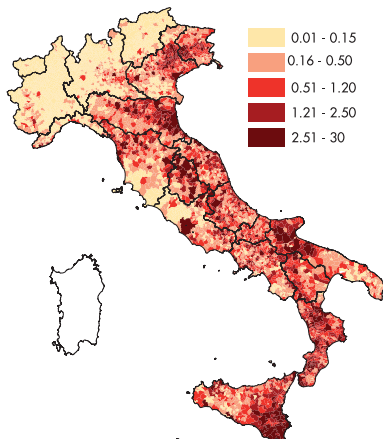


b)

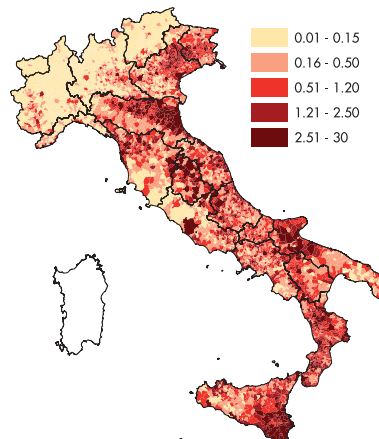


c)

Fig. 19
Rischio sismico annuale del territorio italiano, per comune, espresso in numero di edifici crollati, valutato utilizzando le percentuali di categorie di sottosuolo proposte in Di Capua e Peppoloni (2009) e i fattori di amplificazione litostratigrafica previsti da a) OPCM 2003 e b) NTC08.

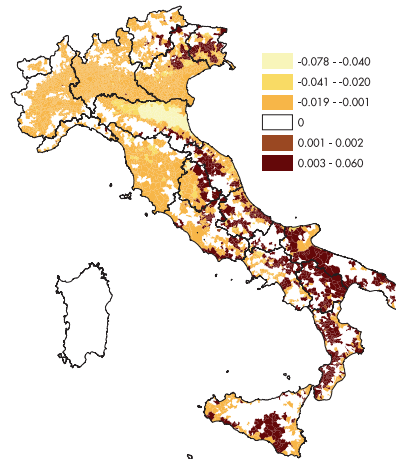


a)



b)

Fig. 20
Differenze tra i valori percentuali di rischio sismico annuale in termini di edifici collassati calcolati utilizzando le percentuali di categorie di sottosuolo in Di Capua e Peppoloni (2009) ed i fattori di amplificazione litostratigrafica previsti dall'OPCM 2003 e dalle NTC08.



notare che gli scenari considerati non sono quelli richiesti dalle NTC08 (30, 50, 475, 1000 anni), ma tali mappe possono essere sviluppate per qualsiasi tempo di ritorno.

In figura 19 viene mostrato il confronto tra le mappe di rischio sviluppate secondo l'OPCM 2003 (Fig. 19a) e le NTC08 (Fig. 19b). Il rischio sismico annuale è espresso in numero di edifici collassati. La diversità tra le mappe sviluppate seguendo le due normative non è facilmente riconoscibile a causa della scarsa differenza che spesso fa rimanere il comune all'interno della stessa classe della legenda. Per facilitare il confronto, si riporta in figura 20 la mappa delle differenze tra

i valori percentuali di rischio sismico annuale in termini di edifici collassati, calcolati utilizzando le percentuali di categorie di sottosuolo in Di Capua e Peppoloni (2009) e i fattori di amplificazione litostratigrafica previsti dall'OPCM 2003 e dalle NTC08. Si può notare come le differenze seguano l'andamento delle categorie di sottosuolo. Come è da aspettarsi, laddove è presente una percentuale del 100% di categoria A (Fig. 11d) la differenza è nulla. Nei comuni dove la differenza è negativa il rischio maggiore è quello stimato utilizzando le NTC08, mentre dove la differenza è positiva il rischio maggiore è quello stimato utilizzando l'OPCM 2003.

4. Conclusioni

Lo scopo principale di questo lavoro è stato quello di sviluppare nuove mappe di rischio sismico per il territorio nazionale italiano utilizzando un set di dati più recenti. A tal fine sono state utilizzate le percentuali di categorie di sottosuolo che Di Capua e Peppoloni (2009) hanno valutato unicamente al di sotto della superficie urbanizzata di ciascun comune italiano, e i fattori di amplificazione dell'azione sismica che sono previsti dalle NTC08. Le nuove mappe ottenute sono state quindi confrontate con quelle calcolate utilizzando i fattori di amplificazione litostratigrafica previsti dall'OPCM n°3274 del 2003. Infine, sono state confrontate le mappe di rischio sismico calcolate sulla base dei fattori di amplificazione dell'OPCM 2003, associati alle categorie di sottosuolo valutate in Crowley et al. (2009) per l'intero territorio comunale e alle stesse categorie di sottosuolo stimate da Di Capua e Peppoloni (2009) per le sole aree urbanizzate (centro abitato capoluogo e frazioni). Per lo studio della vulnerabilità sismica sono stati utilizzati metodi analitici. La pericolosità

sismica è stata considerata in termini di ordinate spettrali.

Questo studio, rispetto a quelli sviluppati in precedenza negli ultimi 10 anni, ha il vantaggio di superare i problemi relativi all'utilizzo di curve di vulnerabilità empiriche e di una pericolosità basata soltanto sui valori di accelerazione di picco o di intensità macrosismica MCS.

Le differenze più rilevanti che si sono riscontrate non sono quelle relative all'utilizzo dei fattori di amplificazione previsti dall'OPCM rispetto a quelli indicati dalle NTC08, quanto piuttosto quelle relative alla distribuzione delle condizioni litostratigrafiche locali esistenti all'interno dei territori comunali. Pertanto, appare necessario evidenziare l'importanza di sviluppare su questo tema studi specifici basati su mappe litologiche in scala 1:100.000 o inferiore, in modo da perseguire una conoscenza delle condizioni litologiche di sito sempre più dettagliata.

Infine si deve sottolineare la necessità di portare a termine lo studio delle caratteristiche dei materiali utilizzati per la costruzione del patrimonio edilizio italiano, in modo che sia possibile un

confronto reale tra gli edifici costruiti prima e dopo il 1970. Inoltre, sarebbe di grande interesse la possibilità di poter confrontare le diverse tipologie di materiali utilizzati nelle tre macroaree del territorio nazionale (Sud, Centro e Nord Italia). Questo sviluppo futuro permetterebbe indubbiamente di rendere ancora più accurata la stima del rischio sismico in Italia e di confrontare i risultati ottenuti in tempi e secondo

Ringraziamenti

Gli autori vogliono ringraziare il Ministero dell'Istruzione, dell'Università e della Ricerca (MIUR) ed il Dipartimento della Protezione Civile, per il sostegno finanziario ricevuto tramite il progetto AIRPLANE

Bibliografia

Ambraseys N.N., Simpson K.A. Bommer J.J. (1996) - Prediction of horizontal response spectra in Europe, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(4), 371-400.

Amato A., Selvaggi G. (2002) - Terremoti probabili in Italia tra l'anno 2000 e il 2030: elementi per la definizione di priorità degli interventi di riduzione del rischio sismico, Programma Quadro triennale 2000-2002 per il Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNdT).

Borzi B., Pinho R., Crowley H. (2008a) - Simplified pushover-based vulnerability analysis for large scale assessment of RC buildings, *Engineering Structures*, 30(3), 804-820.

Borzi B., Crowley H., Pinho R. (2008b) - Simplified pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) for masonry buildings, *International Journal of Architectural Heritage*, Vol. 2, No. 4, pp. 353-376.

Bramerini F., Di Pasquale G. (2008) - Aggiornamento delle mappe di rischio sismico in Italia, *Ingegneria Sismica*, XXV(2), 1-56.

Calvi G.M., Pinho R., Magenes G., Bommer J.J., Restrepo-Veléz L.F., Crowley H. (2006) - The development of seismic vulnerability assessment methodologies for variable geographical scales over the past 30 years, *ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(3), Paper No. 472, pp. 75-104.

CEN (2004) - Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004, Comité Européen de Normalisation, Brussels.

Colombi M., Borzi B., Crowley H., Onida M., Meroni F., Pinho R. (2008) - Deriving vulnerability curves using Italian earthquake damage data, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 485-504.

Crowley H., Pinho R. (2008) - Using basic principles of mechanics of materials to assess the seismic risk of entire countries, *Environmental Semeiotics*, 1(1), 1-19.

Crowley H., Colombi M., Borzi B., Faravelli M., Onida M., Lopez M., Polli D., Meroni F., Pinho R. (2009) - Comparison of seismic risk maps for Italy, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7, 149-180.

metodologie differenti al fine di valutare la sensibilità delle elaborazioni ai parametri utilizzati. In conclusione, le nuove mappe di rischio sismico sviluppate all'interno del presente lavoro rappresentano il documento più aggiornato, grazie al quale è possibile adottare politiche di mitigazione del rischio e di allocazione delle relative risorse finanziarie sempre più accurate e mirate.

(Advancing Interdisciplinary Research PLATform on volcanoes and Earthquakes) ed il Programma Quadro 2005-2008 della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (RELUIS, Linea 10).

Di Capua G., Peppoloni S. (2009) - Progetto DPC-Reluis, Linea 10 - Unità Operativa Geologica - Prodotto 1: Database relativo agli 8.101 comuni italiani, contenente informazioni di pericolosità di base e locale, in formato Microsoft Access.

Di Pasquale G., Orsini G., Romeo R. (2000) - Sensitivity analysis in seismic risk assessment, Sesta Conferenza Internazionale sulla Zonazione Sismica, Palm Springs, CA, USA.

Faccioli E., Pessina V. (Eds) (2000) - The Catania Project: earthquake damage scenarios for high risk areas of the Mediterranean, CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 225 pp.

Faccioli E., Cauzzi C., Paolucci R., Vanini M., Villani M. and Finazzi D. (2007) - Long period strong motion and its use as input to displacement based design, *Atti della 4° Conferenza Internazionale di Ingegneria Geotecnica Sismica*, Thessaloniki, Greece.

FEMA (2004) - NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 2003 Edition, Part 1 - Provisions, Part 2 - Commentary, FEMA-450 Report. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Frassine L., Giovinazzi S (2004) - Databases compared in the vulnerability assessment of residential buildings: an application to the city of Catania, *Atti del XI Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia*, Genova 25-29 Gennaio 2004

Gruppo di Lavoro CPTI04 (2004) - Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2004 (CPTI04), INGV, Bologna. <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI/>

INGV-DPC S1 (2007a) - Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi. <http://esse1.mi.ingv.it>

INGV-DPC S5 (2007b) - Definizione dell'input sismico sulla base degli spostamenti attesi. Available from URL: http://www.ingv.it/progettiSV/Progetti/Sismologici/sismologici_con_frame.htm

Lucantoni A., Bosi V., Bramerini F., De Marco R., Lo Presti T., Naso G., Sabett F. (2001) - Il Rischio Sismico in Italia (Seismic Risk In Italy), *Ingegneria Sismica*, Anno XVII, No. 1, pp. 5-37.

- Luzi L., Meroni F. (2007) - Valutazioni sperimentali di amax e di spettri di risposta calibrate per le condizioni locali Progetto DPC-INGV S1, Deliverable D6, <http://esse1.mi.ingv.it/d6.html>.
- Margottini C., Molin D., Narcisi B., Serva L. (1987) - Intensity vs. Acceleration: Italian Data, Atti del Workshop sulla Sismicità Storica Di una Regione Mediterranea, Roma.
- Marino S. (2005) - Rilievo ed elaborazioni statistiche delle caratteristiche di edifici esistenti in cemento armato ai fini della valutazione di scenari di danno, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Pavia, Italia.
- Martinelli A., Corazza L. (Ed.s)(1999) - Censimento di vulnerabilità degli edifici pubblici e strategici e speciali nelle regioni Abruzzo, Basilicata, Calabria, Campania, Molise, Puglia, Sicilia, Vol. I, II, III, L'Aquila, Italia.
- Masi A., Vona M. (2004) - Vulnerabilità sismica di edifici in c.a. realizzati negli anni '70, XI Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Genova 25-29 gennaio 2004.
- Meroni F., Petrini V., Zonno G. (2000) - National distribution of vulnerability, Vulnerability of buildings: assessment of the seismic vulnerability of ordinary buildings at a national scale, A. Bernardini (ed.), CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 175 pp. + CD-ROM.
- Montaldo V., Meletti C., Martinelli F., Stucchi M., Locati M. (2007) - On-line seismic hazard data for the new Italian building code, Journal of Earthquake Engineering, 11(Sp. Issue 1), 119-132.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (2003) - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, Ordinanza no. 3274 del 20 marzo 2003.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (2006) - Criteri Generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone, Ordinanza no. 3519 del 28 Aprile 2006.
- Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996) - Seismic design and retrofit of bridge structures, Wiley and Sons, New York.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007) - Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy.
- Restrepo-Velez L., Magenes G. (2004) - Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings, Atti della 13° Conferenza Mondiale di Ingegneria Sismica, Vancouver, Canada, paper n. 2561.
- Sabetta F., Pugliese A. (1996) - Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions, Bulletin of the Seismological Society of America, 86(2), 337-352.
- Sabetta F., Goretti A., Lucantoni, A. (1998) - Empirical fragility curves from damage surveys and estimated strong ground motion, 11° Conferenza Europea in Ingegneria Sismica, Balkema Ed., Parigi (1998).
- Stella A. (1999) - L'influenza della qualità dell'acciaio sulla risposta sismica di telai in C.A. progettati per carichi verticali, Tesi di Laurea, Università di Napoli Federico II, Napoli, Italy.
- Verderame G.M., Stella A., Cosenza E. (2001a) - Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '60, X Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Potenza-Matera 9-13 settembre 2001.
- Verderame G.M., Manfredi G., Frunzio G. (2001b) - 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 2001.
- Vona M., Masi A. (2004) - Resistenza sismica di telai in c.a. progettati con il R.D. 2229/39, XI Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Genova 25-29 gennaio 2004.
- Zuccaro G. (2004) - Inventario e vulnerabilità del patrimonio edilizio residenziale del territorio nazionale, mappe di rischio e perdite socio-economiche, CD-ROM, Napoli, Italia.