

Valutazione della vulnerabilità sismica della ciminiera in muratura del Polo Scientifico-Tecnologico dell'Università degli Studi di Ferrara

Seismic risk assessment of the masonry chimney of the University of Ferrara

Massimiliano Cantelli¹, Fabio Minghini², Gabriele Milani³, Elisa Bertolesi⁴, Antonio Del Grosso⁵, Antonio Tralli⁶ ■

Sommario

In questo articolo è descritta la valutazione della vulnerabilità sismica di una ciminiera in muratura danneggiata durante la sequenza sismica del maggio 2012. Sulla ciminiera alta 50 m si è riscontrata una serie evidente di lesioni diagonali a circa 35-40 m di altezza. Inoltre il primo modo di vibrazione attiva poco più del 20% della massa totale. L'Analisi Statica Equivalente e l'Analisi di "Pushover" con i profili di forze definiti dalle NTC2008 non sono in grado di giustificare lo stato di danno. La "Modal Pushover Analysis" (MPA) fornisce risultati accettabili considerando i 6 modi di vibrazione che attivano almeno il 5% della massa. Il fattore di struttura da utilizzarsi nell'analisi modale, valutato attraverso la MPA, risulta poco superiore all'unità, indicando una bassa capacità dissipativa della struttura. Infine viene presentata una serie di analisi dinamiche non-lineari effettuate utilizzando elementi triangolari rigidi, interfacce non-lineari e accelerogrammi naturali.

Parole chiave: Ciminiera in muratura, vulnerabilità sismica, pushover.

Abstract

The analysis of a 50 m height brickwork chimney, damaged by the Emilia 2012 earthquake, is presented. Evident diagonal cracks were present at about 35-40 m from the ground. The first vibration mode activate approximately the 20% of the total mass. Lateral Force Method and Pushover Analysis using traditional force profiles are shown unable to reproduce the seismic behavior of the chimney. In contrast, the Modal Pushover Analysis (MPA) relying on force distributions based on six modes of vibration led to crack patterns consistent with the observed damages. The behavior factor to be used in modal spectrum analyses, estimated by MPA results, was shown to be slightly greater than unity, indicating a very low dissipative capacity of the structure. Finally, a number of nonlinear response history analyses are carried out using a series of natural accelerograms. Rigid triangular finite elements connected by means of nonlinear interfaces have been employed in the simulations.

Keywords: Masonry chimney, pushover analysis, seismic-risk assessment.

1. Introduzione

La ciminiera in muratura oggetto di questo studio (Figura 1) è alta 50 m ed è ubicata presso l'attuale Polo Scientifico-Tecnologico dell'Università degli Studi di Ferrara. La ciminiera è stata costruita all'inizio del XX secolo al servizio di uno stabilimento per la lavorazione della barbabietola da zucchero; danneggiata durante la II guerra mondiale, è stata in seguito ricostruita, rinforzata con cerchiature metalliche e probabilmente innalzata. La struttura risulta tutelata dal Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo (MIBAC). Come altre strutture simili, fra cui nei pressi di Ferrara ricordiamo le ciminiere della Pandurara e

della ex-fornace di Santa Bianca entrambe in comune di Bondeno, la ciminiera ha riportato gravi danni durante la sequenza sismica che ha colpito la bassa pianura emiliana nel maggio 2012, in particolare si è riscontrata una serie di lesioni diagonali approssimativamente alla quota di 40 m (Figura 2). Ragioni di sicurezza hanno imposto la rimozione degli ultimi 12 m per consentire l'agibilità delle aule sottostanti. La vulnerabilità sismica di questa struttura è stata inizialmente trattata nel marzo 2013 in una tesi di laurea (Cantelli, 2013) e successivamente sviluppata e approfondita in una serie di pubblicazioni (Minghini et al., 2013; Minghini et al., 2014b).

¹ Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Ingegneria - ✉ massimiliano.cantelli@student.unife.it

² Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Ingegneria - ✉ fabio.minghini@unife.it

³ Politecnico di Milano, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (A.B.C.) - ✉ gabriele.milani@polimi.it

⁴ Politecnico di Milano, Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (A.B.C.) - ✉ elisa.bertolesi@polimi.it

⁵ Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Ingegneria - ✉ antonio.delgrosso@student.unife.it

⁶ Università degli Studi di Ferrara, Dipartimento di Ingegneria - ✉ tra@unife.it



Figura 1
Due vedute della ciminiera del Polo Scientifico-Tecnologico prima del sisma del 2012.

Figura 2
Particolare di una lesione posta a circa 40 m di altezza.



2. Rilievi e indagini sui materiali

Un accurato rilievo topografico ha consentito di definire lo stato post sisma della costruzione (Figura 3a). Lo spessore è stato determinato tramite perforazioni con trapano (Figura 3c), mentre in situ sono state eseguite, limitatamente alla superficie esterna della struttura, prove penetrometriche sui giunti di malta e prove sclerometriche sui mattoni (Figura 3b). Presso il laboratorio di Resistenza dei Materiali del Dipartimento di Ingegneria sono state eseguite prove di compressione su mattoni prelevati dall'opera secondo la UNI EN 772-1 e indagini chimiche e diffrattometriche ai raggi X su campioni di malta. A titolo di curiosità si riporta

che nella malta utilizzata nel tratto superiore ad una testa era contenuta una parte (1/9) di gesso.

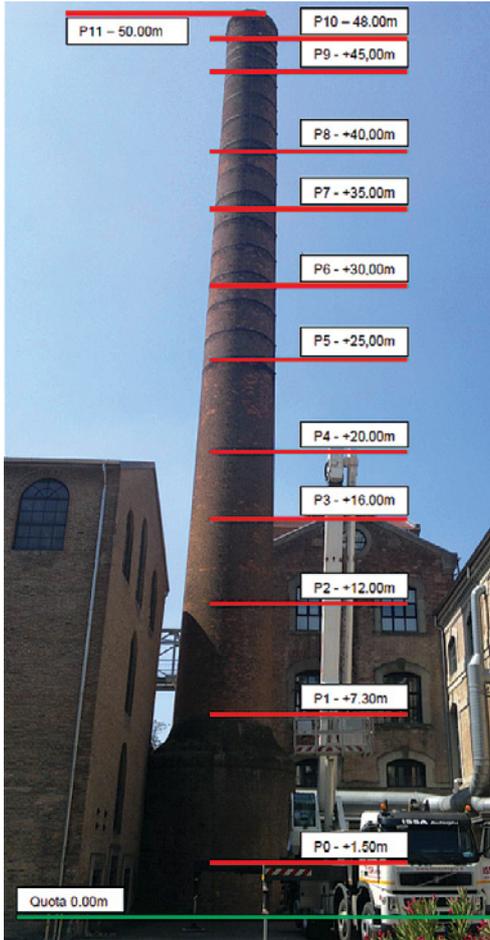
2.1. Valori delle proprietà meccaniche adottati nelle analisi

Per motivi di urgenza, in una prima fase si sono svolte sulla ciminiera analisi preliminari di tipo semplificato, ovvero: una analisi modale ed una statica equivalente utilizzando per la muratura i valori medi dell'intervallo riportato in Tabella C8A.2.1 della Circolare n. 617 e un livello di conoscenza LC1, Tabella 1.

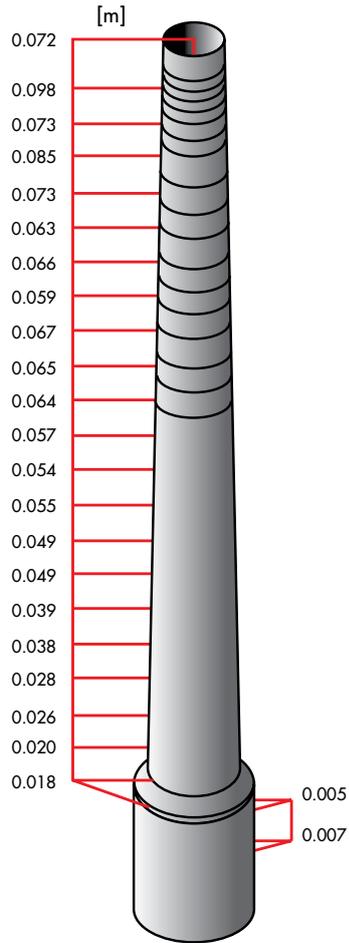
Sulla base anche dei risultati delle prove di laboratorio nelle successive analisi di tipo pushover si è utilizzato il valore sopra ricordato per la resistenza a compressione ma adottando un fattore di confidenza 1. Per tali analisi si è utilizzato il codice Diana (Diana, 2009), che permette di impiegare diversi modelli costitutivi per la muratura; durante questo studio si sono utilizzati sia il "Total Strain Model" che il "Multi-Directional Fixed Crack Model". I due modelli costitutivi, come documentato in Cantelli (2013), danno risultati sostanzialmente coincidenti. In questa nota per brevità si riportano unicamente i risultati ottenuti con il "Multi-Directional Fixed Crack Model" e in Tabella 2 si riportano i parametri

Tabella 1 - Proprietà dei materiali usate nelle analisi lineari

Peso Specifico w [kN/m ³]	Modulo Elastico E [MPa]	Modulo Elastico G [MPa]	Resistenza a Compressione f_d [MPa]	Resistenza a Taglio (coesione) τ_0 [MPa]
18	1500	500	0.9	0, 0.1, 0.2

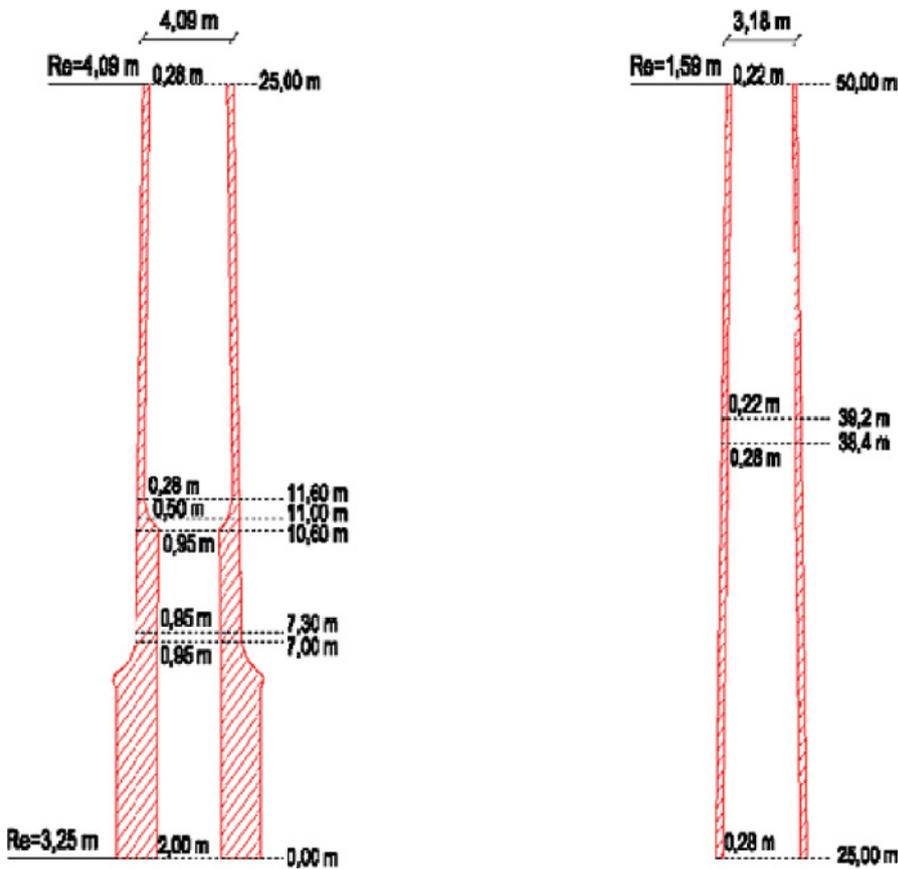


a)



b)

Figura 3
Indicazione delle quote dei punti considerati nelle campagne di indagini (a), spostamenti (b) e geometria della ciminiera (c).



c)

meccanici utilizzati. I valori impiegati in Minghini et al. (2014a) per le analisi dinamiche non lineari sono riportati nel paragrafo 5.

Un commento merita il valore da assumersi per il "Shear Retention Factor β ". Il valore 0.33 riportato in Tabella 2 è quello consigliato nel manuale di utilizzo, tuttavia nella letteratura tecnica spesso è riportato che tale valore è troppo elevato e può portare ad errori significativi sul comportamento degradante della struttura in muratura. Per tale motivo si consigliano valori molto più bassi, ad esempio $\beta = 0.05$. Tali osservazioni risultano sostanzialmente confermate dalle nostre esperienze.

3. Analisi statica equivalente e analisi modale

Per le analisi preliminari si sono utilizzati 200 elementi "beam" del codice DIANA 9.4.3. con sezione circolare cava e lunghezza 0.25 m. In Tabella 4 e Figura 4 sono riportate le frequenze naturali di vibrazione, le forme modali, i corrispondenti

valori del periodo, della percentuale di massa partecipante e del coefficiente di partecipazione per i 6 modi che mobilitano almeno il 5% della massa totale. La massa complessivamente mobilitata è circa pari al 71%; mentre quella mobilitata dal modo fondamentale è appena il 22%, quindi risulta evidente l'importanza dei modi superiori. Ai sensi del § 5.4.4 delle Linee Guida (2011) è possibile svolgere una Analisi Statica Equivalente (ASE) adottando una distribuzione di forze orizzontali proporzionale al prodotto $W_i z_i$, essendo W_i la forza peso relativa all'i-esimo nodo della mesh e z_i la quota del nodo. Nel valutare la risultante della distribuzione di forze orizzontali, pari a $F_h = 0.85 S_e(T_1) W/(qg)$, si è fatto riferimento allo spettro di risposta elastico S_e previsto dalle NTC (2008), ridotto tramite il fattore di struttura (suggerito dalle citate Linee Guida nel caso di bruschi cambiamenti di rigidità lungo l'altezza, $q = 2.8$). Conviene osservare che l'EC8 per le ciminiere nuove definisce un fattore di struttura assai diverso $q = 1.5$.

Tabella 2 - Valori dei parametri meccanici (DIANA Multi-Directional Fixed Crack Model)

Mod. Elastico E [MPa]	Coeff. Poisson ν	Resistenze Comp. f_c [MPa]	Traz. f_t [MPa]	Deformazione ultima a trazione ϵ_t ‰	Shear retention factor β
1500	0.15	3.5	0.1	0.33	0.33

Figura 4
Forme modali associate alle frequenze naturali maggiormente significative (ulteriori dettagli in Tabella 3).

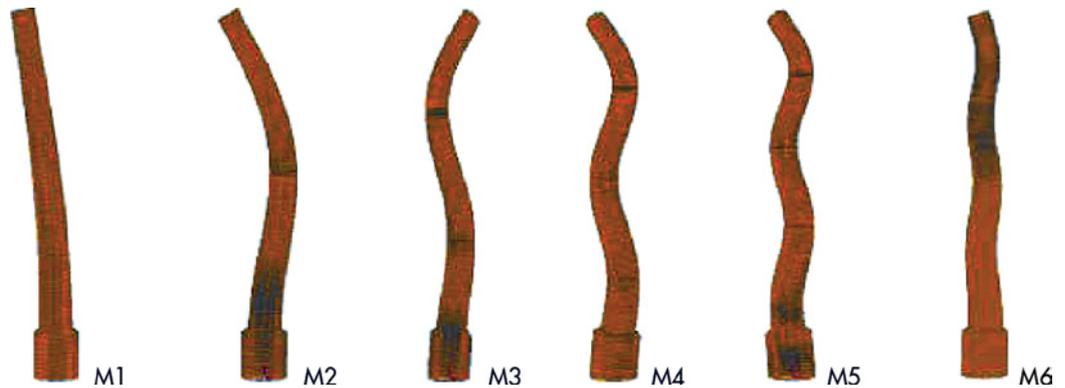


Tabella 3 - Risultati delle analisi in frequenza considerando e trascurando l'interazione suolo-struttura (SSI) per le sei forme modali di Figura 4

Modo	Interazione suolo-struttura					
	Non considerata			Considerata		
	Frequenza, f [Hz]	Periodo, T [s]	Massa modale effettiva/massa totale (M^*/M) [%]	Fattore di partecipazione Γ	Frequenza f [Hz]	Differenza percentuale [%]
1	0.51	1.95	22.0	1.74	0.51	0.33
2	2.47	0.41	11.5	1.32	2.45	0.77
3	6.01	0.17	10.9	1.28	5.89	2.03
5	10.42	0.10	13.1	1.27	9.99	4.09
6	15.96	0.06	8.8	1.14	15.29	4.20
8	23.51	0.04	5.0	0.86	22.49	4.34

Nelle Figura 5a e 5b si confrontano i valori ottenuti con le analisi statica equivalente e con l'analisi modale ove si tiene conto del contributo dei primi 12 modi cui corrisponde una massa pari al 80% di quella totale, combinati con una Combinazione Quadratica Completa (CQC), assumendo un fattore di struttura $q = 2.8$, lo spettro di normativa per il sito in esame ed un suolo C. Si osservi come i risultati forniti dall'analisi statica equivalente non corrispondano in alcun modo al quadro fessurativo osservato mentre l'analisi modale con spettro di risposta segnala che la sollecitazione di taglio calcolata può risultare maggiore del taglio resistente (Figura 6) valutato secondo le NTC2008 per le strutture in muratura, nella parte alta della ciminiera. La spiegazione consiste nel fatto che mentre l'analisi statica tiene sostanzialmente conto solo delle azioni corrispondenti al primo modo di vibrare, nel caso in esame non appare possibile trascurare il contributo dei modi superiori.

4. Analisi non lineari

4.1 Analisi di pushover tradizionali

Per lo svolgimento delle analisi statiche non lineari (analisi di tipo pushover) viene utilizzato

il software di calcolo agli elementi finiti DIANA 9.4.3. Il programma utilizzato è fornito di un Pre/Post Processor, FX+ for DIANA, mediante il quale viene sviluppato il modello (Figura 7). La struttura è suddivisa in blocchi circolari aventi altezza pari a 50 cm; ciascun blocco, a sua volta, è suddiviso in 16 elementi *brick*, aventi spessore variabile lungo l'altezza. Il modello è costituito da 1600 elementi e presenta 9504 gradi di libertà. Il programma DIANA tiene conto del comportamento elasto-plastico con danno della muratura, considerata un materiale isotropo, distribuendo la parte anelastica della deformazione in modo diffuso entro l'elemento (*smeared cracking*). I risultati di seguito riportati sono stati ottenuti utilizzando il "Multi-Directional Fixed Crack Model". Le non linearità legate al fenomeno della fessurazione vengono riprodotte dalla combinazione di un cut-off lineare applicato al campo biassiale di sforzi principali (σ_1, σ_2), di un softening lineare per la legge (σ, ϵ) in trazione e, infine, di una riduzione della rigidezza a taglio in presenza di materiale fessurato (*shear retention*) operata per mezzo della costante β . I carichi sono imposti applicando in direzione orizzontale forze di volume variabili lungo l'altezza in modo corrispondente alla forma modale,

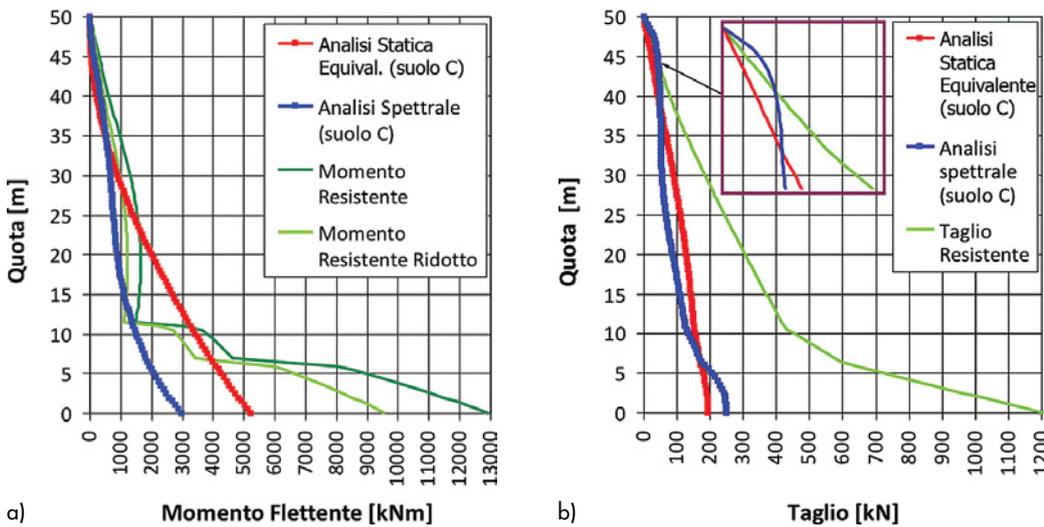


Figura 5 Confronto fra analisi statica equivalente e analisi modale con spettro di risposta: sollecitazione di momento flettente (a), sollecitazione di taglio (b).

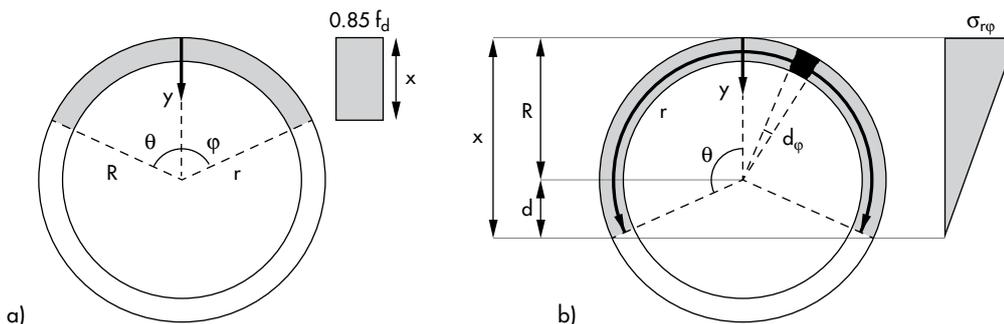
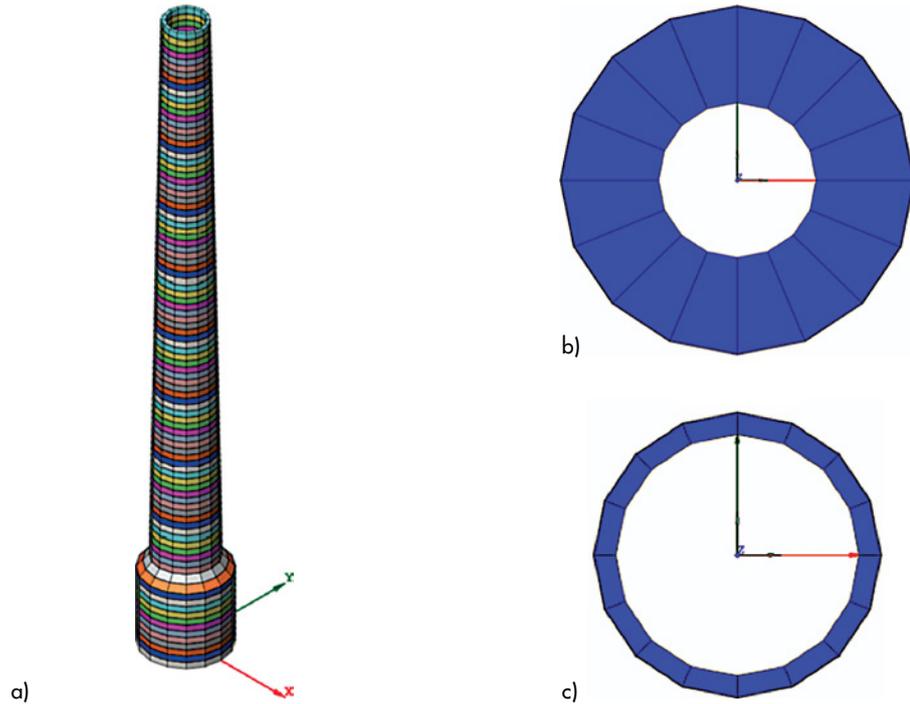


Figura 6 Modelli di sezione parzializzata adottati per il calcolo dei valori resistenti di momento flettente (a) e taglio (b) riportati in Figura 5.

Figura 7
Modello della ciminiera sviluppato mediante FX+ for DIANA (a), sezione trasversale alla quota +0.0 m (b), sezione trasversale alla quota +25.0 m (c).



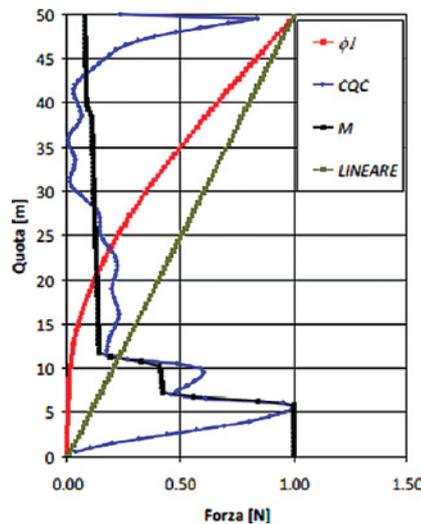
opzione possibile con la versione 9.4.3 di DIANA. La normativa vigente (NTC2008) al paragrafo 7.8.1.5.4 precisa che "...per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2 (§ 7.3.4.1), indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo".

In Figura 8 si riportano i quattro profili di forze orizzontali che è possibile adottare per le analisi statiche non lineari.

La distribuzione $\phi 1$ è proporzionale al modo fondamentale; la CQC è proporzionale al ta-

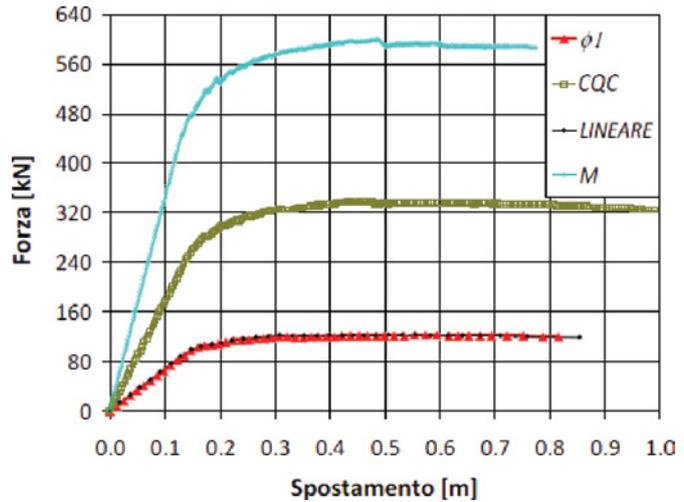
glio ottenuto mediante combinazione quadratica completa derivante dall'analisi modale; la M è proporzionale alle masse; infine, la quarta presenta andamento lineare con valore nullo alla base e massimo in sommità. In Figura 9a vengono riportati i quadri fessurativi valutati a collasso con le diverse distribuzioni di forza. Si osservi come in tutti i casi sia previsto un danno alla base del fusto in contrasto con quanto osservato a seguito del terremoto. I corrispondenti andamenti del taglio totale alla base in funzione dello spostamento laterale di un punto di controllo in sommità (Figura 9b) indicano una forte dipendenza dell'analisi dal profilo di for-

Figura 8
Distribuzioni di forze orizzontali proporzionali al modo fondamentale ($\phi 1$), al taglio dell'analisi modale valutato con combinazione CQC, alle masse (M) e distribuzione lineare.





a)



b)

ze adottato. Infatti, il massimo taglio alla base raggiunto utilizzando la distribuzione M , pari a 600 kN (circa il 10% del peso della struttura), è poco meno del doppio di quello ottenuto utilizzando la distribuzione CQC e quasi 5 volte quello ottenuto utilizzando la ϕI . Si osserva che le analisi di pushover conducono a richieste di spostamento nettamente inferiori alle corrispondenti capacità. Le verifiche effettuate secondo il criterio dell'oscillatore elastoplastico equivalente ad un grado di libertà sono pertanto ampiamente soddisfatte.

4.2 Modal Pushover Analysis (MPA)

La Modal Pushover Analysis (MPA) è stata introdotta da Chopra & Goel (2002) con lo scopo di indagare l'influenza dei modi superiori sulla risposta sismica di edifici intelaiati alti con comportamento debolmente non lineare. Essa si basa sulla sovrapposizione (ad esempio con tecnica SRSS) degli effetti valutati attraverso l'esecuzione di n analisi pushover, ciascuna con profilo di forze mutuamente invarianti durante l'analisi e proporzionali a:

$$S_i^* = m \varphi_i \quad (1)$$

con m matrice delle masse e φ_i i -esimo autovettore dell'analisi modale. Il numero n di autovettori considerati dipende dalla percentuale di massa che si intende attivare rispetto alla massa totale. Malgrado la sovrapposizione degli effetti non abbia alcuna base fisica in questo contesto, Chopra & Goel (2002) hanno mostrato che, almeno nel caso degli edifici, l'approssimazione introdotta conduce a risultati più prossimi a quelli di una analisi dinamica non lineare di quanto non sia possibile ottenere mediante le analisi di pushover tradizionali.

Si osservi che la MPA può sottostimare gli spo-

stamenti orizzontali ai livelli più alti, in quanto non è in grado di cogliere il deterioramento delle proprietà dinamiche della struttura che si verifica durante l'evento sismico.

In questo lavoro la MPA è stata utilizzata non con l'obiettivo di valutare la richiesta di spostamento, quanto per fornire una stima del fattore di struttura q da utilizzare nelle verifiche di sicurezza con analisi dinamica lineare e per valutare il danneggiamento raggiunto al termine dell'analisi.

Nel modello si utilizzano le masse partecipanti dei modi considerati come pesi per i fattori q_1 , il valore medio del coefficiente di struttura risulta $q = 1.10$, sensibilmente inferiore al valore $q = 2.80$ adottato nelle analisi lineari ed assai più vicino a quello indicato per ciminiere nuove dall'eurocodice EC8. Pertanto le stime riportate nel paragrafo 3 non risultano a vantaggio della sicurezza. In Figura 10 sono riportate le curve di pushover relative ai modi considerati, che indicano come la crisi avvenga subito dopo la fine del tratto elastico.

La distribuzione del danno ottenuta con la MPA (Figura 11) coinvolge la parte alta della ciminiera, coerentemente con quanto osservato. Si noti inoltre come i modi superiori comportino un danneggiamento a partire da quote progressivamente crescenti. Infine si osservi come per questi modi di danneggiamento inizi a circa 11 m dalla corona della ciminiera, in corrispondenza del cambio di spessore (Figura 3c).

Nel settembre 2012 è avvenuta la demolizione della parte alta della ciminiera, Figura 12. Per la parte rimanente alta 37.60 m la MPA è stata ripetuta, sempre con l'utilizzo del programma DIANA. Per valutare la vulnerabilità della ciminiera in questa situazione nella Figura 13 e nella Figura 14 sono riportate le curve di pushover e i quadri fessurativi relativi a questo caso. Si osser-

Figura 9 Quadri fessurativi a) e curve di pushover relative alle distribuzioni di forze tradizionali b).

vi che oltre alla distribuzione di forze corrispondenti al primo modo anche quelle corrispondenti al nono modo possono provocare uno stato di danno in prossimità della base.

Per validare i risultati ottenuti con la Modal Pushover analysis in Minghini et al. (2013) sono riportati i risultati di una analisi dinamica non lineare. La discretizzazione a elementi finiti utilizzata nelle analisi dinamiche non lineari è costituita da elementi triangolari infinitamente rigidi e infinitamente resistenti, collegati attraverso molle assiali e due molle a taglio non lineari, posizionate agli estremi di ciascuna interfaccia tra due elementi attigui (Casolo & Peña, 2007). Il com-

portamento non lineare delle molle assiali è costituito, in trazione, da un tratto elastico seguito da softening lineare. A compressione, al fine di considerare in modo approssimato il fenomeno di crushing, è utilizzato un modello lineare-incrudente seguito da softening lineare. Le molle a taglio possiedono una resistenza di picco e residua dipendenti dal carico di compressione agente al passo precedente all'interfaccia. Sia le molle assiali che a taglio presentano un degrado del modulo del ramo elastico di scarico. Una rappresentazione schematica del comportamento ciclico delle molle è fornito in Figura 15. Sia la resistenza di picco che quella residua delle molle

Figura 10
Curve di pushover per i diversi modi propri di vibrare, ciminiera di altezza pari a 50 m

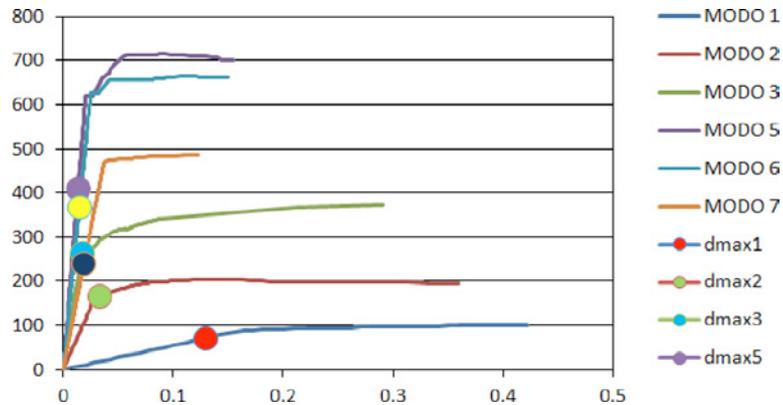
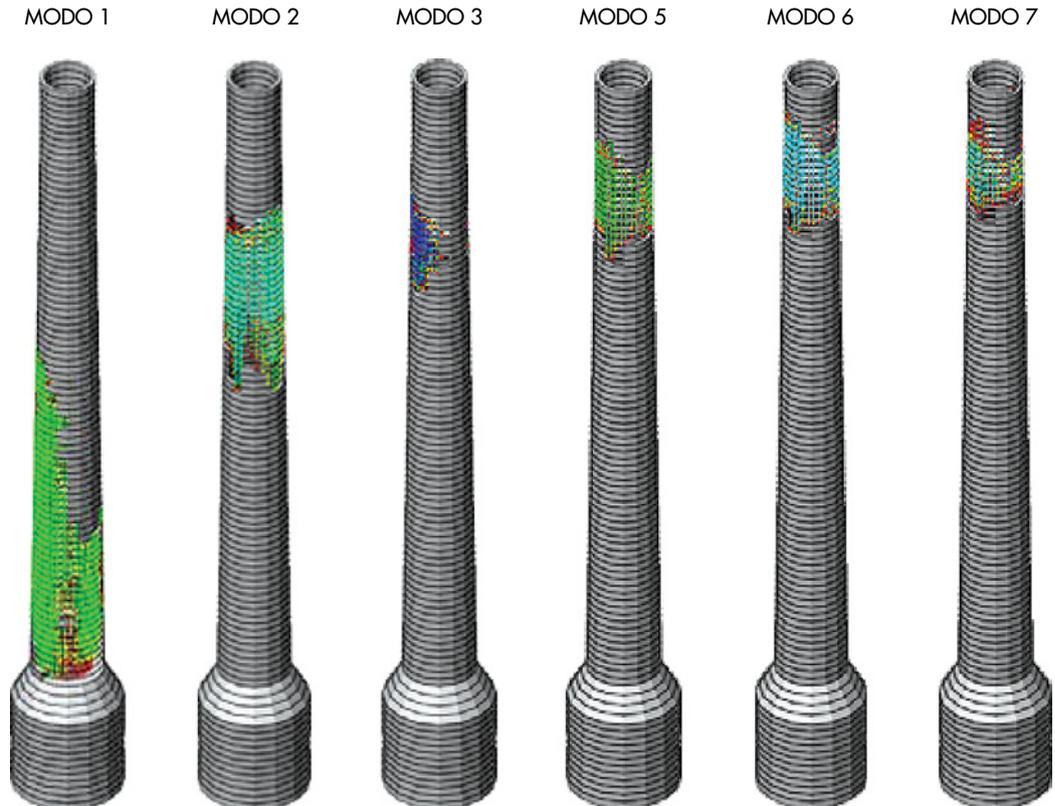


Figura 11
Estensione del danno (crack pattern) ottenuta dalle analisi pushover relative alle sei distribuzioni di forze utilizzate per la MPA.



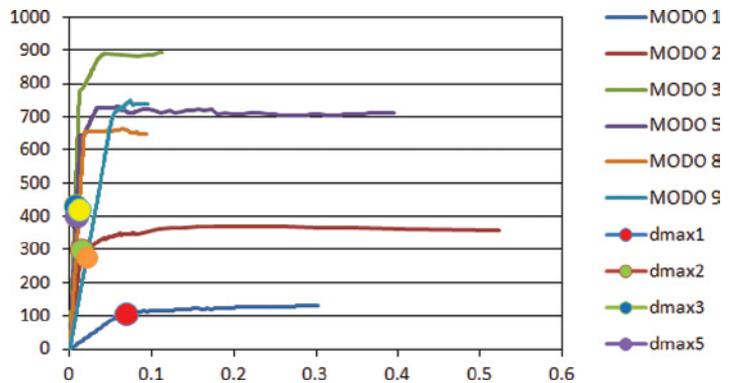


a taglio dipendono dal grado di compressione attraverso l'angolo di attrito ϕ e l'angolo d'attrito residuo ϕ_r .

La discretizzazione utilizzata è specificatamente concepita per analisi dinamiche non lineari alla macroscala a molti gradi di libertà.

La discretizzazione prevede l'utilizzo di elementi triangolari a diverso spessore, che consentono lo studio approssimato di una geometria assial-simmetrica con elementi piani. In particolare, lo spessore equivalente degli elementi è stato scelto con l'obiettivo di minimizzare la differenza tra i momenti d'inerzia delle sezioni trasversali del modello e quelli delle sezioni reali, Figura 16.

Figura 12
Demolizione della parte superiore della ciminiera (a sinistra).



MODO 1

MODO 2

MODO 3

MODO 5

MODO 8

MODO 9

Figura 13: Curve di pushover per i diversi modi propri di vibrare, ciminiera di altezza pari a 37.6 m.

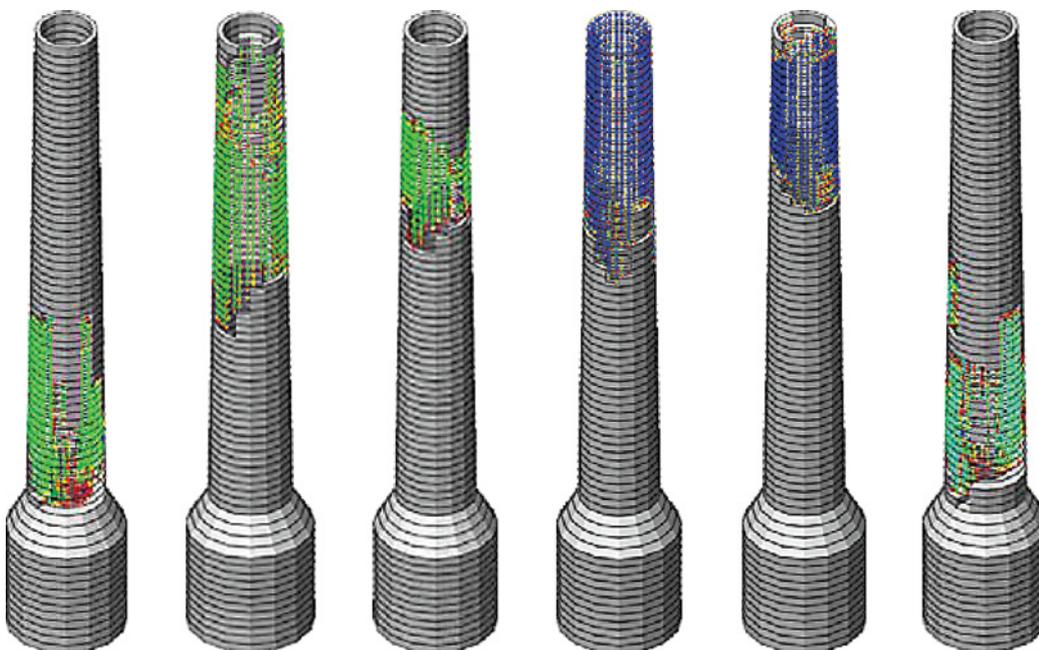


Figura 14
Estensione del danno (crack pattern) ottenuta dalle analisi pushover relative alle sei distribuzioni di forze utilizzate per la MPA (ciminiera alta 37.6 m).

Figura 15
Comportamento ciclico delle molle a trazione (a), compressione (b) e taglio (c).

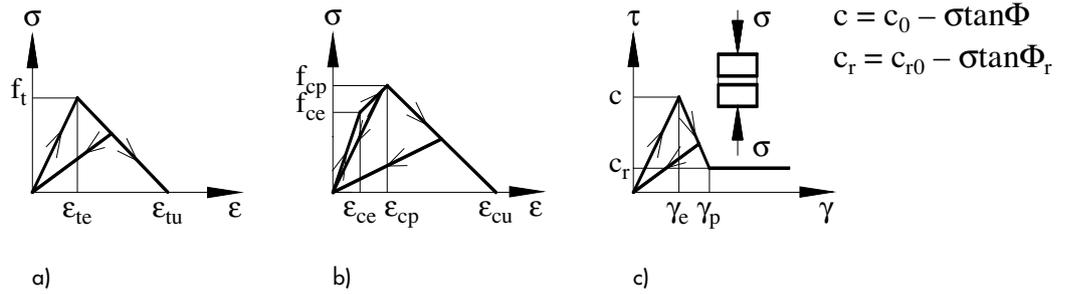
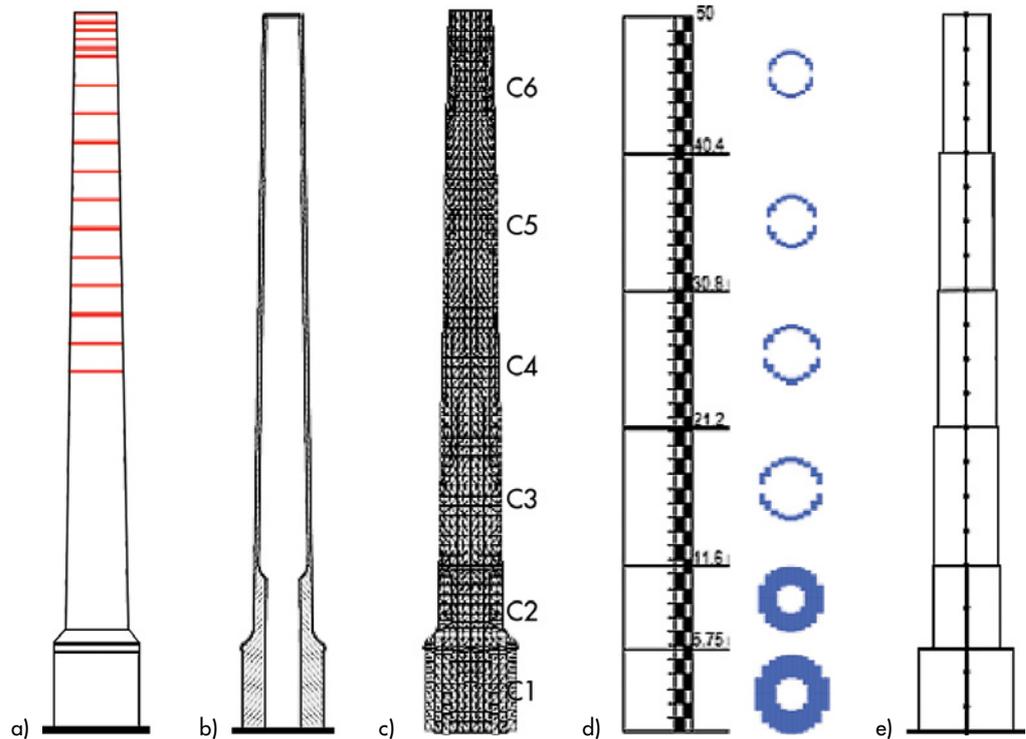


Figura 16
Mesh adottata nella RHA:
(a) vista frontale e (b) sezione verticale della ciminiera;
(c) vista frontale del modello realizzato usando 1562 elementi triangolari connessi attraverso interfacce non lineari (modello 2D);
(d) segmenti cilindrici e corrispondenti sezioni trasversali definite nel modello 2D; e
(e) vista frontale del modello realizzato usando 21 elementi beam non lineari (modello 1D).



Alla struttura così discretizzata sono stati applicati gli accelerogrammi relativi ai 5 terremoti riportati in Tabella 4. I tipi di danno ottenuti e mostrati in Figura 17 confermano la validità dei risultati ottenuti con la Modal Pushover Analysis utilizzando DIANA. Infine, il modello dinamico non-lineare con elementi beam (Figura 16e) non coglie i danni a taglio della parte superiore della struttura.

5. Conclusioni

La vulnerabilità sismica della ciminiera in muratura del Polo Scientifico e Tecnologico è stata valutata attraverso metodi diversi. Si è mostrato che l'Analisi Statica Equivalente e l'Analisi di Pushover effettuata con i profili di forze definite dalle NTC2008 non sono in grado di giustificare lo stato di danno riscontrato. Al contrario la Modal Pushover Analysis fornisce risultati accettabili

Tabella 4 - Eventi sismici selezionati per la RHA

Evento	ID	Anno	Magnitudo	Durata [s]
Irpinia (Italia)	IR	1980	6.9	85
Niigata (Giappone)	NI	2004	6.3	83
Christchurch (Nuova Zelanda)	CH	2011	6.2	40
Emilia (Italia)	ER	2012	6.0	40
Emilia (Italia), stazione di Casaglia	CA	2012	6.0	40

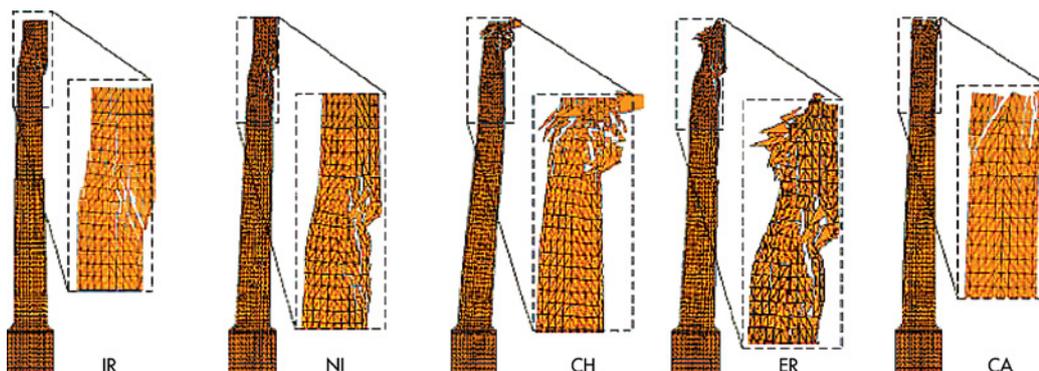


Figura 17
Deformate della ciminiera alla fine della simulazione per il modello con elementi rigidi triangolari e interfacce non lineari. Vista globale e dettaglio della parte alta della struttura per i cinque eventi sismici di Tabella 4.

considerando i 6 modi di vibrazione che attivano almeno il 5% della massa. Il fattore di struttura da utilizzarsi nell'analisi modale, valutato attraverso la MPA, risulta poco superiore all'unità,

indicando una bassa capacità dissipativa della struttura. Lo stato di danno viene anche riprodotto utilizzando per analisi dinamiche non-lineari opportuni modelli computazionali.

Bibliografia

- Cantelli M. (2013) - Tesi di Laurea Specialistica, Università di Ferrara, Relatori Proff. Tralli A., Minghini F., Benvenuti E.
- Casolo S., Peña F. (2007) - Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behaviour and damage, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(8), 1029-1048.
- Chopra A.K., Goel R.K. (2002) - A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.
- Circolare n. 617, 2 febbraio 2009 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al D.M. 14/01/2008.
- Diana 9.3 (2009) - User's guide. TNO Building and Construction Research, The Netherlands. 1(2), 190-213.
- Minghini F., Milani G., Cantelli M., Tralli A. (2013) - Una ciminiera in muratura danneggiata dalla sequenza sismica Emiliana del maggio 2012, Proc. XV Convegno ANIDIS, Padova.

- Minghini F., Milani G., Tralli A. (2014) - Seismic risk assessment of a 50 m-high masonry chimney using advanced analysis techniques, *Engineering Structures*, 69, pp. 255-270, (DOI 10.1016/j.engstruct.2014.03.023).
- Minghini F., Milani G., Bertolesi E., Del Grosso A., Tralli A. (2014) - Seismic risk assessment of a masonry chimney in Ferrara, Second French-Italian meeting on masonry, 30-31 October Milan.
- Linee Guida, 9 febbraio 2011 (2008) - Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008.
- NTC 2008 (2008) - Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14 gennaio.
- UNI EN 772-1 (2011) - Metodi di prova per elementi per muratura. Parte 1: Determinazione della resistenza a compressione.
- Goel R.K., Chopra A.K. (2004) - Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings. *Earthq Spectra* 2004; 20(1), 225-54.

Gli Autori

Massimiliano Cantelli

Nato a Ferrara il 28.11.1986. Laurea specialistica in Ingegneria Civile, indirizzo strutture, aprile 2013. Aprile 2013-aprile 2014 Master di I livello in Direzione e Organizzazione del Cantiere. Ha svolto incarichi sia come ingegnere strutturista che responsabile tecnico di cantiere presso i seguenti datori di lavoro: Studio58 aprile 2014-giugno 2015, SIDA srl gennaio-aprile 2015, Riva & Mariani Group aprile-giugno 2015, SGM Geologia e ambiente s.r.l. da maggio 2015.

Fabio Minghini

Dottore di ricerca dal 2008, assegnista post-doc presso l'École des Ponts ParisTech dal 2008 al 2009. È attualmente ricercatore a tempo determinato di Tecnica delle Costruzioni e docente del corso di Progetti di Strutture presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara. È membro del Nucleo di Valutazione Industria, Artigianato e Servizi della Regione Emilia-Romagna, che si esprime sulla congruità dei finanziamenti per il rafforzamento/miglioramento sismico degli edifici prefabbricati danneggiati dai terremoti del 2012. Svolge

la propria attività di ricerca prevalentemente sulle strutture in materiale composito, sugli edifici prefabbricati in c.a. e sulle strutture snelle in muratura.

Antonio Del Grosso

Nato ad Avellino il 1.04.1987. Laurea specialistica in ingegneria civile, indirizzo strutture, Giugno 2013. Consulenza per il servizio geologico e sismico della regione Emilia-Romagna 1.01.2014-30-06-2014. Assegno di ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Università di Ferrara 1.11.2014-1.1.2015. Attualmente lavora per Archiving a Ferrara.

Gabriele Milani

Dottore di ricerca dal 2005, è attualmente professore associato di scienza delle costruzioni al Politecnico di Milano, precedentemente ricercatore nello stesso ateneo dal 2008, Post-Doc researcher all'ETH di Zurigo nel 2008 e dal 2005 al 2008 all'Università di Ferrara. Si occupa di analisi statica e dinamica non lineare di strutture in muratura attraverso modelli computazionali avanzati.

Elisa Bertolesi

PhD Student presso il Politecnico di Milano dal 2014. Si occupa di tecniche di omogeneizzazione applicate a solidi murari e dell'implementazione di modelli a ele-

menti rigidi e interfacce omogeneizzate e danneggianti per l'analisi statica e dinamica di strutture in muratura.

Antonio M. Tralli

Il Prof. Ing. Antonio Tralli, nato a Bondeno (Ferrara) il 16.06.1948, si è laureato con lode in Ingegneria Nucleare nel 1972 presso l'Università di Bologna dove ha svolto la sua attività prima come assegnista, poi come assistente, e professore associato di Analisi Strutturale con l'Elaboratore Elettronico. Nel 1986 è stato chiamato a ricoprire la cattedra di Scienza delle Costruzioni presso la facoltà di Architettura di Firenze e da 1994 è professore ordinario di Scienza delle Costruzioni nella facoltà di Ingegneria dell'Università di Ferrara. Il prof. Antonio Tralli ha svolto una intensa attività di ricerca nel settore della Meccanica dei Solidi e delle Strutture. Le sue pubblicazioni sono ampiamente citate in campo internazionale e il suo profilo compare sulle più note piattaforme di ricerca (ISI, Scopus e Google Scholar) ove attualmente ha in media un h-factor di 20. Ha svolto inoltre attività di consulenza professionale e di progettazione nel campo delle strutture civili, fra cui (in collaborazione con l'Ing. Luca Manfredini) il progetto preliminare e definitivo del ponte strallato con luce di oltre cento metri in costruzione sul Po di Volano a Ostellato. È attualmente presidente del Comitato Tecnico Scientifico per la sismica (CTS) della Regione Emilia-Romagna.