

La valutazione della capacità sismica di un edificio in c.a. progettato per i soli carichi verticali finalizzata alla messa a punto di una metodologia semplificata

Bruno Calderoni, Antonio Sandoli, Luciano Migliaccio, Angelo Lomonte
Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura. Piazzale Tecchio 80, 80125 Napoli

Keywords: edifici GLD, analisi lineare, analisi statica non-lineare, vulnerabilità sismica, metodo semplificato.

ABSTRACT

Gli edifici in c.a. progettati per soli carichi gravitazionali (GLD) rappresentano una tipologia strutturale ampiamente diffusa in Italia. Si tratta di edifici realizzati negli anni '60 e '70 quando una gran parte del territorio nazionale non era stato ancora dichiarato sismico.

Pertanto la valutazione della capacità sismica degli edifici esistenti di questa tipologia è oggi richiesta per finalità di miglioramento e/o adeguamento in zone diventate sismiche successivamente alla loro costruzione. Inoltre, tale valutazione deve essere spesso condotta in tempi ristretti, per esempio in fase di emergenza post-sismica, quando è necessario valutare il grado di sicurezza della costruzione e programmare l'erogazione dei fondi per la ricostruzione.

In questa memoria, con riferimento ad un caso reale, si è proceduto alla valutazione della capacità sismica mediante analisi numeriche accurate anche di tipo statico non-lineare, tenendo conto però di tutte le problematiche che influenzano la risposta di questa tipologia di edifici in caso di sisma. In particolare si è considerato anche il contributo dei tompagni, l'effetto di eventuali rotture fragili dei pilastri a taglio e/o dei nodi. I risultati ottenuti sono stati confrontati con i danni realmente subiti dall'edificio in occasione del terremoto emiliano e sono stati utilizzati anche per la validazione di un metodo semplificato per la valutazione speditiva della vulnerabilità sismica di edifici in c.a. concepiti per i soli carichi verticali, già proposto in un precedente lavoro.

Tale metodo, fondato su ragionevoli ipotesi di base per la tipologia in esame, definisce un criterio di "resistenza" dell'edificio in condizioni ultime conducendo ad un valore plausibile di accelerazione massima al suolo sopportabile in relazione alle finalità da raggiungere.

1 INTRODUZIONE

La ricostruzione in Italia nel secondo dopoguerra è stata caratterizzata da strutture intelaiate in cemento armato progettate quasi sempre senza considerare specifiche azioni orizzontali da sisma. Questi edifici rappresentano la gran parte del tessuto edilizio nazionale "moderno". Pertanto l'esigenza di valutare le loro prestazioni rappresenta una problematica molto attuale, soprattutto alla luce della ultima riclassificazione sismica, che comprende in pratica l'intero territorio nazionale.

In particolare sono spesso necessarie valutazioni speditive della vulnerabilità sismica di tali costruzioni, ad esempio a seguito di eventi

sismici, quando, in tempi abbastanza ristretti, occorre stabilire il grado di sicurezza degli edifici per decidere sul recupero (anche con eventuali interventi di rafforzamento) oppure sulla demolizione. Ciò anche in relazione all'esigenza di definire ragionevoli modalità di erogazione dei fondi disponibili e di ridurre i tempi dell'emergenza post-sismica.

Infatti, proprio in occasione del recente sisma emiliano del 2012, la Regione Emilia Romagna (Ordinanza n.86 del 6/12/2012) ha richiesto in modo esplicito la determinazione di un fattore di accelerazione ($f_{a,SLV}$ - definito come il rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta l'edificio al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (PGA) e quella ($a_{g,SLV}$) corrispondente al periodo di ritorno di riferimento). In funzione di tale fattore si definiscono tre categorie di

operatività della costruzione (E1, E2 o E3), a ciascuna delle quali, poi, è associata l'entità del massimo contributo economico che può essere erogato per l'esecuzione degli interventi di riparazione o rafforzamento.

Come appare logico la valutazione del fattore di accelerazione è direttamente collegata alla capacità sismica degli edifici nel loro stato originario. E' quindi evidente, considerate le finalità della valutazione, che essa può, anzi deve, essere condotta mediante procedure semplificate sufficientemente rapide da sviluppare, salvo poi, se necessario, approfondire i risultati con metodologie più sofisticate.

Nel recente passato già altri autori (Dolce et al. 2005, Gattesco et al. 2012, Mazzotti et al. 2013) hanno proposto procedure semplificate per la stima della capacità sismica degli edifici in c.a. esistenti; ma, a parere degli scriventi esse non sembrano del tutto alla portata dei tecnici militanti, in quanto richiedono la stima di molti parametri da effettuare su base qualitativa.

Nella presente memoria viene sviluppata la analisi di vulnerabilità sismica di un edificio reale in c.a. progettato per soli carichi verticali (GLD), danneggiato dal sisma del 2012. Sono state svolte a tal fine analisi statiche lineari e non-lineari a diversi gradi di approfondimento, per valutare l'influenza dei parametri principali che definiscono la risposta sismica di tali edifici sotto azioni sismiche (effetto dei pompagni, rotture fragili degli elementi strutturali, rotture dei nodi etc.).

I risultati ottenuti sono stati poi utilizzati per testare una metodologia semplificata per la determinazione della capacità sismica di edifici esistenti in c.a. (GLD), già proposta dagli autori (Calderoni et al. 2014) nella sua impostazione fondamentale, e qui migliorata per tener meglio conto di alcune altre delle variabili in gioco.

2 IL CASO STUDIO

2.1 Descrizione dell'edificio

L'analisi della capacità sismica è stata effettuata con riferimento ad un edificio in c.a. degli anni '60 progettato per i soli carichi verticali, sito in Mirandola (MO) e destinato a civili abitazioni del quale si disponeva anche del progetto strutturale originale.

Esso è un "normale" edificio in c.a., tipico delle costruzioni Italiane di quegli anni,

appartenente agli edifici della quarta classe secondo Pagano (1968) e alla categoria C.A.2 secondo Calderoni et al. 2016.

Il fabbricato ha superato, con danni, il terremoto dell'Emilia Romagna (2012) ed è stato classificato come totalmente inagibile (esito E) dai tecnici compilatori della scheda *AEDES*, i quali lo hanno ritenuto addirittura pericoloso in relazione alla possibilità di crollo.

Dal punto di vista strutturale l'edificio, di sei piani, presenta una tipologia costruttiva tipica dell'epoca di realizzazione per le zone non simiche, tanto da potersi ritenere come un edificio prototipo di tale tipologia. Ed infatti la struttura portante è interamente in cemento armato, costituita da pilastri e travi (per lo più emergenti) che sorreggono solai del tipo latero-cementizio gettati in opera, con travetti dotati di fondello in laterizio.

Il fabbricato, essendo privo di piani interrati, risulta completamente visibile fuori terra. Non essendo presenti rastremazioni lungo l'altezza, la pianta si mantiene costante a tutti i piani, che presentano una superficie di circa 370 m².

La forma in pianta è assimilabile ad una "H" non simmetrica rispetto alle due direzioni principali parallele alle facciate e, pur presentando alcune rientranze e sporgenze lungo il perimetro, si presenta non molto irregolare, almeno dal punto di vista geometrico.

L'unica scala di accesso ai piani è disposta in posizione abbastanza centrale, anche se, a causa delle sporgenze della pianta, essa confina direttamente con l'esterno con una parete parallela alle rampe. Sempre in zona centrale è posizionato l'ascensore.

La fondazione è di tipo diretto a travi rovesce.

La scala presenta solette rampanti in c.a., probabilmente piene, sostenute da travi di piano in corrispondenza del pianerottolo di arrivo e da travi disposte a metà altezza del piano dal lato del pianerottolo di riposo.



Fig.1 L'edificio di Mirandola

2.1 Descrizione sintetica del danneggiamento subito

L'edificio in esame ha superato l'evento sismico, mostrando un comportamento nel complesso soddisfacente, con un quadro di danneggiamento abbastanza diffuso, che interessa soprattutto gli elementi non strutturali.

Per quanto riguarda la struttura, essa ha subito danni visibili soprattutto nei nodi trave-pilastro del piano terra, dove l'effetto combinato della mancanza di una sufficiente armatura trasversale e di una non corretta sagomatura delle barre longitudinali dei pilastri (bruscamente piegate verso l'interno per seguire la risega) hanno causato una fessurazione del calcestruzzo, soprattutto nella parte più esterna. Tale rottura è imputabile anche alla sofferenza a compressione del calcestruzzo dovuta alle azioni flessionali aggiuntive nella trave e nel pilastro. Solo un paio di nodi d'angolo hanno mostrato una chiara rottura a taglio alla sommità del primo livello dovuta quasi sicuramente all'effetto di "puntone" dei pannelli di tamponatura (Fig. 3).

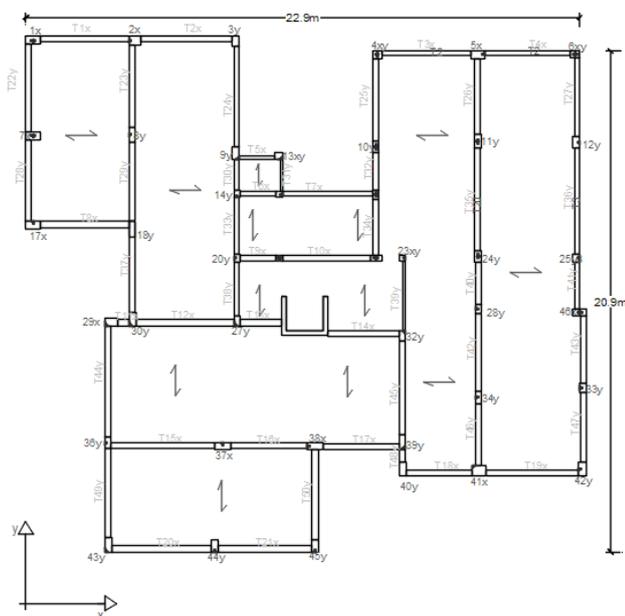


Fig.2 Pianta del piano tipo

I muri perimetrali esterni (tompagni) sono a doppio paramento. Quello esterno è in mattoni pieni, con finitura della superficie ad intonaco, tranne in alcune pareti prive di aperture, dove è presente un rivestimento con elementi sottili in laterizio (klinker). Quello interno è molto probabilmente di mattoni forati, di limitato spessore, disposti di coltello.

I tompagni appaiono ben incassati nelle maglie strutturali definite dalle travi e dai pilastri perimetrali (telai di bordo) e non presentano, a tutti i piani in elevazione, particolari irregolarità di disposizione. Solo al piano terra, le aperture di accesso ai box auto, dotate di serranda in acciaio, occupano completamente le corrispondenti maglie strutturali, cosicché le pareti di facciata interessate risultano così prive di irrigidimento al primo livello.

Le tramezzature interne sono realizzate con blocchi di laterizio forato di tipo ordinario.

Ai vari piani sono presenti anche balconi a sbalzo di luce ordinaria, con struttura in c.a. probabilmente non alleggerita, avente spessore variabile con limitata rastremazione verso l'estremità.

Come è normale per gli edifici di quell'epoca, le barre di acciaio utilizzate sono del tipo liscio, le quantità di armatura disposte nei pilastri sono in genere abbastanza esigue (con poche barre di limitato diametro) e non sono presenti staffe nei nodi.



Fig. 3 Crisi di un nodo per taglio

I tompagni perimetrali dell'edificio hanno subito come al solito un danneggiamento abbastanza diffuso. In facciata sono evidenti le lesioni diagonali (a croce di Sant'Andrea) nei pannelli di chiusura, soprattutto ai piani bassi (1°, 2° e 3° livello). I danni più gravi si sono verificati principalmente nei pannelli più tozzi, definiti dal susseguirsi delle finestre.



Fig. 4 Danni alle tamponature

3 LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' SISMICA

3.1 Modellazione geometrica e meccanica

L'edificio è stato analizzato con analisi sia lineari (dinamiche modali) che non-lineari (statiche – push-over) eseguite su un modello spaziale della struttura, schematizzata con elementi “beam” a plasticità concentrata. Si è utilizzato il programma di calcolo SAP 2000/17.

Per le caratteristiche dei materiali sono stati utilizzati i seguenti valori medi:

- acciaio in barre lisce: $f_{ym} = 270$ MPa
- calcestruzzo: $f_{cm} = 24.3$ MPa

ricavati dalla documentazione originaria di progetto.

A tali resistenze medie dei materiali è stato applicato poi il fattore di confidenza. Nel caso in esame, avendo a disposizione il progetto originario dell'edificio e il certificato di collaudo con i valori dei risultati delle prove sul calcestruzzo ed avendo effettuato limitate verifiche in sito per accertare la tipologia dei dettagli costruttivi, ci si può riferire quantomeno ad un livello di conoscenza LC2. Per questo si è adottato un fattore di confidenza pari ad 1.20.

La massa totale dell'edificio è risultata pari a $M_{tot} = 1754$ ton.

Il modello geometrico comprende tutte le travi e i pilastri, collegati ad ogni livello da impalcati rigidi nel piano orizzontale; pertanto le masse di piano sono state concentrate nel corrispondente baricentro.

Per la valutazione della risposta sismica dell'edificio si è considerata sia la struttura “nuda” (Fig. 5) che quella dotata delle pareti di tamponatura inserite nelle maglie dei telai (Fig. 6), supposte efficaci.

Le analisi sono state effettuate separatamente per le forze sismiche agenti nelle due direzioni ortogonali principali dell'edificio (ovviamente applicate in entrambi i versi), accoppiate ai carichi verticali di esercizio.

Per le analisi dinamiche modali la distribuzione delle forze lungo l'altezza dell'edificio non è definita a priori, ma deriva dalla distribuzione delle masse di piano in relazione ai modi di vibrare.

Per le analisi non-lineari è stata adottata una distribuzione di forze lungo l'altezza corrispondente alla forma del primo modo di vibrare ottenuto dall'analisi modale

(corrispondente al secondo approccio del gruppo 1 previsto al par. 7.3.4.1 delle NTC/08).

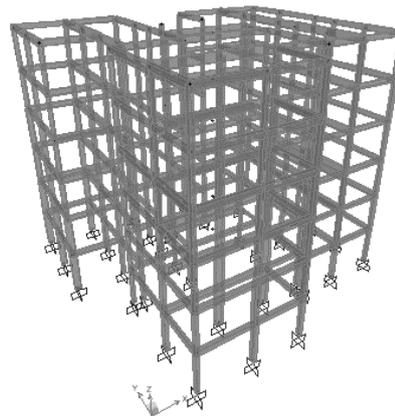


Fig. 5 Modello della struttura “nuda”

Per queste analisi gli elementi beam sono stati considerati del tipo a plasticità concentrata alle estremità, con cerniere a comportamento elastico perfettamente plastico con limite di deformazione.

A questo proposito occorre però sottolineare che, nel caso degli edifici GLD, come quello in questione, le travi presentano nelle loro sezioni di estremità (all'attacco con i pilastri) una armatura superiore significativamente maggiore rispetto a quella inferiore, a causa dei momenti negativi dovuti ai carichi verticali, per cui è necessario porre particolare attenzione nella definizione della corrispondente cerniera plastica: essa presenta un comportamento non simmetrico con valori di momento plastico positivo in genere ridotto rispetto a quello negativo.

Tale situazione è ancora più critica in relazione al taglio: infatti l'utilizzo dei ferri piegati, tipico dell'epoca, rende le sezioni delle travi non ugualmente resistenti a taglio al variare del verso delle azioni sismiche. Pertanto nella definizione delle cerniere plastiche a taglio, in relazione alla resistenza in presenza di armatura, è possibile tener conto solo delle staffe.

Inoltre, sia per le travi che per i pilastri, data la quantità limitata di staffe effettivamente disposta, spesso la resistenza a taglio delle sezioni valutata in assenza di armatura è risultata maggiore rispetto a quella connessa alla presenza di staffe: ovviamente nella definizione delle cerniere a taglio è stato considerato il più grande dei due valori.

Per quanto riguarda i limiti di deformazione delle cerniere plastiche a flessione, per le travi è stato assunto un valore di rotazione ultima pari al 2%. Per i pilastri, invece, soggetti a presso-

flessione, si è assunto un valore dell'1%. Tali valori sono stati già adottati in passato dagli autori (Calderoni et al. 2006a e 2006b) e corrispondono anche a quelli suggeriti dalle norme FEMA 356. Inoltre i valori di rotazione ultima per i pilastri che si ottengono dalla formulazione proposta nella Circolare n°617/2009 (al par. C8A.6.1) risultano dello stesso ordine di grandezza e comunque non minori di quelli adottati.

Si noti che per i pilastri il momento ultimo è stato valutato con riferimento allo sforzo assiale dovuto ai soli carichi verticali, trascurando le variazioni ΔN . Tale ipotesi si può considerare accettabile per la tipologia di edificio in esame, che presenta un numero di piani limitato in relazione alle dimensioni in pianta e travi emergenti di altezza modesta e di luci significative. Inoltre i carichi verticali inducono nei pilastri tensioni di compressione abbastanza elevate, tali da posizionarsi nei corrispondenti domini di resistenza M-N nelle zone (di plateau) in cui il massimo momento resistente è poco influenzato dalle variazioni di sforzo normale.

I limiti di resistenza delle cerniere plastiche a taglio sono stati valutati con la classica teoria del traliccio con puntone ad inclinazione variabile, in relazione alla presenza di armatura, e con le formule delle NTC/08 in relazione alla resistenza in assenza di armatura. Come già specificato, per tutti gli elementi strutturali si è assunto il maggiore dei due valori. Il limite di deformazione, considerando la fragilità dei corrispondenti meccanismi, è stato fissato allo 0.1% sia per le travi che per i pilastri.

Come già specificato, l'edificio è stato analizzato considerando anche l'effetto irrigidente delle tamponature. A tale scopo i tamponi sono stati modellati come diagonali equivalenti a comportamento monolatero (solo compressione) non-lineare. Alle diagonali, inserite solo nelle maglie dei telai perimetrali, è stata assegnata una larghezza pari a 1/10 della lunghezza della diagonale (come indicato nella Circ. n.65/1997) ed uno spessore pari a quello reale del tampono (30 cm). Si è assunta una resistenza a compressione della muratura $f_{mm}=4.0$ MPa e un modulo elastico di 3600 MPa.

Anche per le diagonali si è tenuto conto di un limitato comportamento plastico, definendo una cerniera plastica a sforzo normale con limite di spostamento pari allo 0.5% della lunghezza della diagonale.

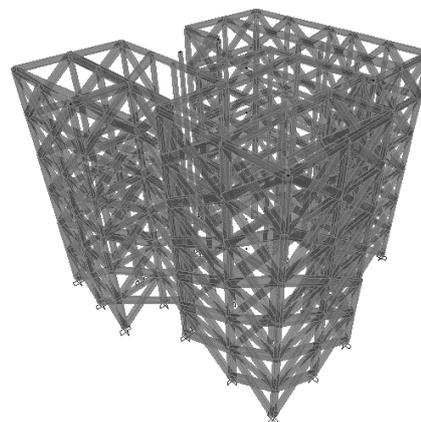


Fig. 6 Modello della struttura con diagonali

3.1 Analisi svolte e risultati ottenuti

Le analisi svolte possono essere suddivise in due gruppi diversi:

-*gruppo 1*: struttura “nuda”, trascurando il contributo delle tamponature;

-*gruppo 2*: struttura con diagonali, considerando il contributo delle tamponature.

In relazione al gruppo 1 sono stati considerati due diversi casi. Nel primo, denominato *CI.1*, sono state inserite cerniere plastiche (sia a taglio che a pressoflessione) solo alle estremità dei ritti del primo livello. Cioè si è ipotizzato un comportamento di piano soffice al piano terra, impedendo di conseguenza la plasticizzazione sia di tutte le travi che dei pilastri dei piani superiori al primo (che restano sempre in campo elastico).

Nel secondo caso (*CI.2*) tutti gli elementi strutturali sono stati dotati di cerniere plastiche, consentendo quindi il raggiungimento dei limiti di resistenza (plasticizzazione a flessione e/o a taglio) sia delle travi che dei pilastri a tutti i livelli.

Per entrambi i casi, oltre all'analisi modale, sono state svolte anche analisi statiche non-lineari (push-over) per le forze agenti sia in direzione x che in direzione y .

Nel caso *CI.1*, i risultati delle analisi statiche non-lineari evidenziano, per entrambe le direzioni delle forze, la formazione di cerniere plastiche in quasi tutti i pilastri del piano terra. Il comportamento deformativo è del tipo elasto-fragile con escursioni plastiche ridotte delle cerniere a causa del raggiungimento dei limiti deformativi a taglio di alcuni pilastri (rottura fragile a taglio). La curva di push-over, per il solo caso di forze agenti in direzione x , è visibile in Fig. 7, nella quale è anche riportata la distribuzione delle cerniere plastiche sulla struttura deformata nella condizione ultima.

Nel caso *C1.2*, invece, la struttura ha ovviamente mostrato una plasticizzazione diffusa, soprattutto nella travi, a tutti i livelli. La curva forza-spostamento corrispondente evidenzia quindi un comportamento elasto-plastico notevolmente duttile, anche se con un livello di resistenza notevolmente più basso (vedi Fig. 8). E' interessante notare che il limite di spostamento raggiunto dalla struttura è praticamente lo stesso di quello del caso *C1.1*, anche se le rotture a taglio che lo determinano si verificano questa volta in alcuni pilastri dei piani intermedi.

Nella sostanza, si può affermare che, nel primo caso, si è manifestato (in quanto forzato) un meccanismo di piano soffice, mentre nel secondo un meccanismo di tipo quasi globale. A tali meccanismi corrispondono livelli di duttilità diversi (circa 1 per il caso *C1.1* e quasi 3 per il caso *C1.2*) ma anche livelli di resistenza diversi (circa il doppio per il caso *C1.1* rispetto al *C1.2*).

Pertanto, come si vede nelle Tab. 1 e 2, alla fine l'accelerazione sopportabile per entrambi i casi sia in direzione *x* che in direzione *y* risulta praticamente la stessa (circa 0.08g).

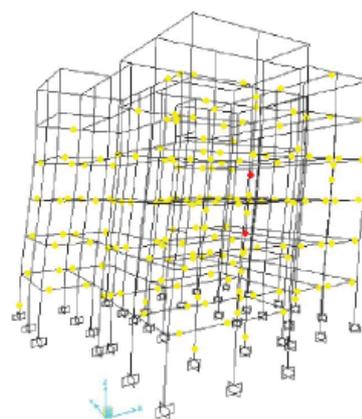
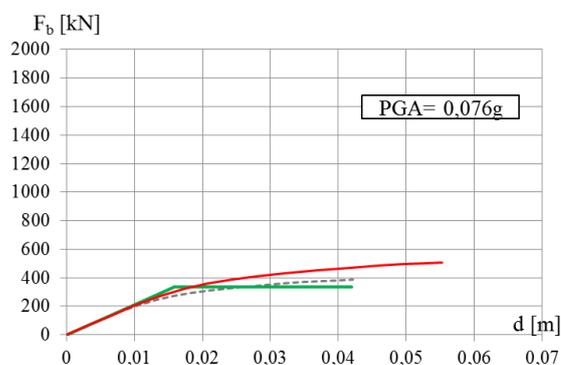


Fig. 8 Curva di push-over per il caso C1.2e deformata al collasso per la direzione +x

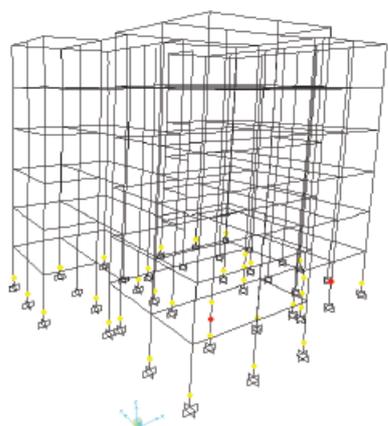
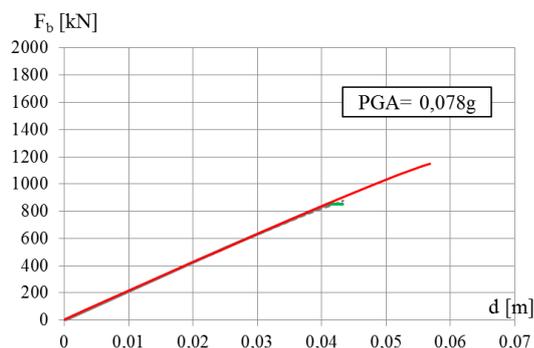


Fig. 7 Curva di push-over per il caso C1.1e deformata al collasso per la direzione +x

	C1.1	C1.2
$F_{b \max}^*$ [kN]	1149	508
M^* [t]	1052.3	1052.3
k^* [kN/m]	20732	21329
T^* [s]	1.410	1.390
d_y^* [m]	0.041	0.016
d_u^* [m]	0.043	0.042
q	1.056	2.658
PGA [g]	0.078	0.076

Tab. 1 Riepilogo valori sistema SDoF dir. +x

	C1.1	C1.2
$F_{b \max}^*$ [kN]	1660	885
M^* [t]	1052.3	1052.3
k^* [kN/m]	36471	34167
T^* [s]	1.050	1.100
d_y^* [m]	0.034	0.018
d_u^* [m]	0.036	0.038
q	1.047	2.111
PGA [g]	0.085	0.087

Tab. 2 Riepilogo valori sistema SDoF dir. +y

In relazione al gruppo 2 sono stati considerati tre diversi casi. Nel primo, denominato *C2.3*, il modello prevede le diagonali che rappresentano i rompitravi a tutti i livelli tranne il primo, a rappresentare la situazione di ampie aperture (ad es. per i garage) al piano terra. Inoltre le cerniere plastiche (sia a taglio che a pressoflessione) sono state inserite solo alle estremità dei ritti del primo livello. Cioè si è ipotizzato un comportamento di

piano sofficie al piano terra, impedendo di conseguenza la plasticizzazione di tutti gli elementi strutturali (comprese le diagonali) a meno dei pilastri del piano terra.

Il secondo caso (C2.4) è identico al primo (cioè senza diagonali al piano terra) ma tutti gli elementi strutturali (diagonali comprese) sono stati dotati di cerniere plastiche, consentendo quindi il raggiungimento dei limiti di resistenza (plasticizzazione a flessione e/o a taglio) sia delle travi che dei pilastri e delle diagonali a tutti i livelli.

Il terzo caso (C2.5) presenta le diagonali anche al primo livello e tutti gli elementi strutturali (diagonali comprese) sono dotati delle corrispondenti cerniere plastiche.

Nel caso C2.3 il comportamento strutturale è molto simile a quello del caso C1.1, con formazione di cerniere plastiche nei pilastri del primo livello e limitazione della curva forza-spostamento causata dal raggiungimento dei limiti di deformazione delle cerniere a taglio di alcuni di essi. Anche in questo caso la curva si presenta praticamente elastica-lineare fino a rottura (Fig. 9). Ovviamente la resistenza di tale struttura è solo di poco maggiore di quella del caso C1.1, in quanto le diagonali sono presenti solo nella parte di struttura per la quale non è stata consentita la plasticizzazione. Però, la maggiore rigidezza globale determina un periodo proprio significativamente più basso che comporta una accelerazione alla base sopportabile più bassa, pari a circa 0.05g, per entrambe le direzioni x e y .

Nel caso C2.4 la resistenza globale è sempre condizionata dalle capacità dei pilastri del primo ordine e, quindi, non varia rispetto al caso precedente (Fig. 10); però la possibilità di plasticizzazione anche degli elementi dei piani superiori determina un comportamento nel complesso più deformabile, che, quindi, restituisce una PGA leggermente più alta (tra 0.06 e 0.07g).

In pratica in questi primi due casi è sempre il meccanismo di piano sofficie (e quindi la resistenza dei pilastri del piano terra) a governare la capacità, che si differenzia solo in relazione ad una maggiore deformabilità strutturale.

Nel caso C2.5, invece, la presenza delle diagonali al piano terra rende la struttura significativamente più resistente. Inoltre, la possibilità di plasticizzazioni diffuse, in relazione anche ad una maggiore uniformità strutturale in

altezza, conferisce all'edificio anche una certa duttilità (Fig. 11), determinando nel complesso una capacità sismica significativamente maggiore, dell'ordine dello 0.15g.

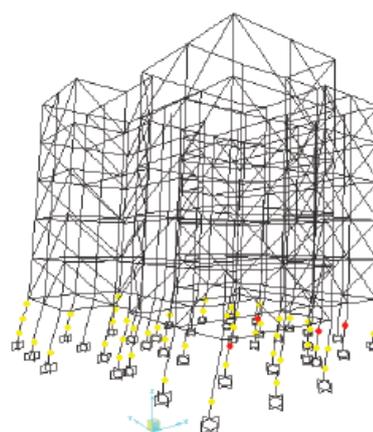
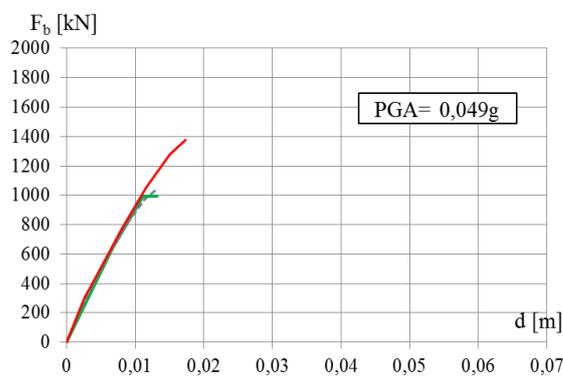


Fig. 9 Curva di push-over per il caso C2.3e deformata al collasso per la direzione +x

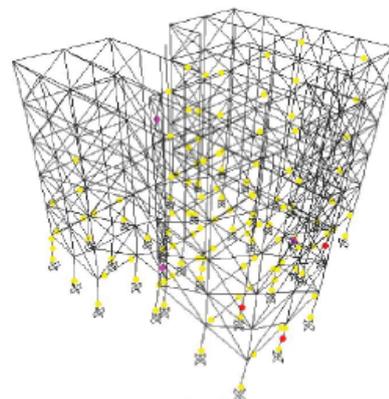
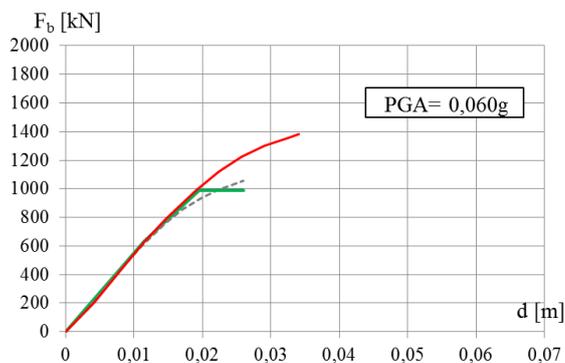


Fig. 10 Curva di push-over per il caso C2.4e deformata al collasso per la direzione +x

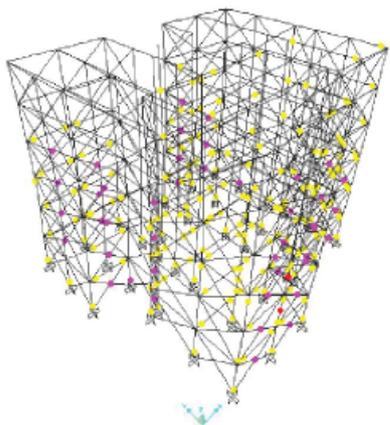
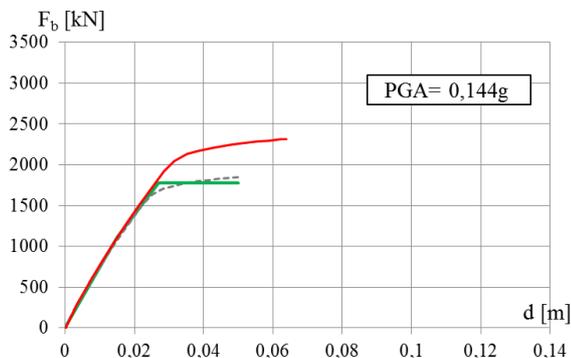


Fig. 11 Curva di push-over per il caso C2.5e deformata al collasso per la direzione +x

	C2.3	C2.4	C2.5
$F_{b,max}^*$ [kN]	1374	1334	2314
M^* [t]	1052.3	1291.8	1291.8
k^* [kN/m]	89640	52564	65741
T^* [s]	0.680	0.980	0.880
d_{*y}^* [m]	0.0067	0.020	0.027
d_{*u}^* [m]	0.013	0.023	0.051
q	1.187	1.185	1.852
PGA [g]	0.049	0.060	0.144

Tab. 3 Riepilogo valori sistema SDOF dir. +x

	C3	C4	C5
$F_{b,max}^*$ [kN]	1895	1817	2317
M^* [t]	1052.3	1291.8	1291.8
k^* [kN/m]	128182	82121	70400
T^* [s]	0.570	0.790	0.850
d_{*y}^* [m]	0.011	0.017	0.025
d_{*u}^* [m]	0.013	0.022	0.051
q	1.155	1.309	2.020
PGA [g]	0.057	0.070	0.151

Tab. 4 Riepilogo valori sistema SDOF dir. +y

In definitiva, l'edificio analizzato esibisce una capacità sismica variabile in un ampio intervallo (0.05-0.15g) in dipendenza dei criteri utilizzati per modellarlo, che dipendono da diverse ipotesi sul comportamento della struttura reale.

In particolare, se si trascura la presenza dei tamponi, la scarsa resistenza a taglio dei pilastri (sicuramente credibile per un edificio progettato

per soli carichi verticali) condiziona la capacità sismica indipendentemente dalla maggiore o minore capacità di plasticizzazione degli altri elementi strutturali. Ed infatti, sia nel caso di meccanismo di piano che in quello di meccanismo globale la capacità della struttura risulta di circa 0.08g, compensando la riduzione di duttilità del primo meccanismo con la maggiore resistenza.

Il risultato ottenuto, non del tutto negativo, è però condizionato da una deformabilità significativa della struttura che si sostanzia in un alto periodo dello SDOF equivalente. Tale deformabilità è però fortemente ridotta nei casi reali dalla presenza delle tamponature, che sono quasi sempre presenti negli edifici pur se con riduzione della loro efficacia al piano terra a causa di aperture più ampie a tale livello.

Ed infatti, nei modelli corrispondenti alla presenza dei tamponi a tutti i livelli tranne che al primo, l'incremento di resistenza dovuto alle diagonali equivalenti non è sufficiente a compensare la riduzione di deformabilità che abbassa significativamente il periodo proprio e conduce quindi ad una PGA più bassa dell'ordine di 0.05g, o poco superiore se si considerano anche la formazione di meccanismi più diffusi.

L'effetto delle tamponature, pur se considerate abbastanza fragili, sarebbe invece molto più significativo se esse fossero presenti ad efficaci anche al primo livello, nel qual caso la capacità sismica potrebbe ritenersi soddisfacente almeno per le zone a bassa sismicità.

In definitiva, per gli edifici di tipologia analoga a quella del caso presentato, gli autori ritengono che il valore più appropriato di capacità sismica, sia quello ottenuto nei casi C2.3 e C2.4, che, tra l'altro, non sono molto discosti da quelli risultati nei casi C1.

Allo stesso tempo, però, non è da escludere un comportamento simile a quello del caso C2.5, anche se tali situazioni appaiono sicuramente meno probabili nei casi reali.

4 IL METODO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ SISMICA

Le analisi lineari e non-lineari svolte sull'edificio in esame sono state utilizzate per testare una metodologia speditiva, per la valutazione della capacità sismica di edifici

esistenti in c.a, proposta di recente dagli autori (Calderoni et al. 2014).

Il metodo semplificato proposto, che presenta una impostazione generale più articolata, si fonda su alcune ipotesi di base che vengono qui richiamate nei suoi punti essenziali.

Tale procedura si basa sull'assunzione che il collasso dell'edificio avvenga mediante un meccanismo di piano soffice che si attiva al primo livello, dove generalmente sono presenti il maggior numero di aperture.

La resistenza ultima di piano, mediante la quale è possibile poi risalire alla massima PGA sopportabile, è stata stabilita definendo un *ragionevole criterio di resistenza*.

Si assume che la resistenza globale di piano (VP) sia fornita dalla somma delle resistenze ultime a taglio di ciascuna colonna appartenente a telai dotati di travi emergenti; si trascurano cioè i contributi a taglio dei pilastri collegati da travi a spessore. Tale resistenza a taglio è ottenuta come il minimo valore tra quello corrispondente alla crisi per taglio e per flessione del pilastro stesso. Più in dettaglio, poi, la resistenza corrispondente alla crisi per taglio è il massimo valore tra la resistenza della sezione non armata a taglio (V_{Rdc}) e quella valutata portando in conto anche le armature ($V_{Rd,cls}$). Quest'ultima, infatti, considerando la ridotta staffatura presente nei pilastri degli edifici in questione, spesso risulta inferiore a quella corrispondente al solo calcestruzzo.

La resistenza sismica di questa tipologia di edifici, come mostrato da alcuni collassi avvenuti durante terremoti, è fortemente condizionata dalla resistenza dei nodi trave-pilastro. Spesso, infatti, la presenza di una scarsa staffatura nei nodi e la ridotta lunghezza di ancoraggio dell'armatura proveniente dalle travi nelle zone nodali è fonte di pericolose rotture fragili.

Nel metodo proposto la presenza dei nodi è stata opportunamente portata in conto, valutandone la sua resistenza in accordo a quanto indicato dalla Circolare n°617/2009.

Ed infatti, ogni qual volta la resistenza nodale risulta inferiore alla resistenza a taglio del pilastro corrispondente il contributo di quest'ultimo viene completamente trascurato nel conteggio della resistenza di piano.

Una volta ottenuta quindi la resistenza globale di piano è possibile risalire alla massima accelerazione sopportabile dall'edificio (PGA).

Allora, considerando il valore di resistenza prima ricavato (VP) come il plateau di una corrispondente curva di push-over ideale, è necessario definire la massa eccitata, il primo periodo di vibrazione elastico ed il fattore di struttura.

Questo passaggio richiede una serie di ipotesi, che in realtà sono quelle alla base della stessa analisi statica non lineare.

Se ci si riferisce al metodo N2 (Fajfar) (sul quale si basano le prescrizioni delle NTC08) occorre passare dalla curva di push-over della struttura reale a quella di un oscillatore semplice equivalente e da questo confronto si risale poi all'accelerazione alla base sopportabile dall'edificio.

In questa sede, però, si preferisce ragionare direttamente sulla risposta elastica del sistema reale, ricavabile da una analisi modale completa (Bosco et al, Calderoni et al. 2012) e non su quella di un SDoF equivalente, che richiede la definizione di una massa equivalente e di un corrispondente periodo di vibrazione.

Orbene, l'applicazione dell'analisi modale a strutture della tipologia in questione (edifici GLD a travi e pilastri con un numero di piani compreso tra cinque e dieci) mostra quasi sempre nella risposta elastica la notevole predominanza del primo modo di vibrare, con una massa eccitata (M_I) di circa l'80% della massa totale dell'edificio. Pertanto si ritiene ragionevole rapportare la resistenza globale tagliente (VP) proprio a tale aliquota della massa totale della costruzione.

Per quanto riguarda il primo periodo di vibrazione, si può utilizzare la formulazione semplificata fornita dalla normativa italiana per la quale tale periodo si determina come $T_1=C_1H^{3/4}$ (con $C_1=0.075$).

E' da osservare che tale valore del primo periodo (che nel caso in esame risulta di 0.68s) è abbastanza lontano dai quelli ricavato dall'analisi modale svolta su edifici di questa tipologia, che si aggira intorno ad 1.5-2 s, il che potrebbe portare a valori falsati delle massime PGA sopportabili.

Nella realtà, però, se si considerano gli effetti irrigidenti delle tamponature, soprattutto quando queste sono ben incassate nelle maglie dei telai, il periodo effettivo della struttura si riduce notevolmente rispetto a quello della struttura "nuda".

Quindi per l'applicazione del metodo proposto si è scelto di utilizzare comunque il periodo

calcolato con la formulazione approssimata che fornisce valori minori dell'unità (nel range 0.6-0.9s).

In definitiva, la massima PGA sopportabile può essere determinata come segue:

$$PGA = (VP_x / S) \eta F_0 M_1 (T_c / T_1) \quad \text{se } T_1 > T_c$$

$$PGA = (VP_x / S) \eta F_0 M_1 \quad \text{se } T_1 > T_c$$

Essendo, ancora, q il fattore di struttura ed S , η , F_0 e T_c i parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico.

5 APPLICAZIONE DEL METODO AL CASO STUDIO

A valle delle analisi numeriche svolte è stata applicata la metodologia semplificata proposta all'edificio in questione, al fine di verificare l'affidabilità dei risultati da essa forniti.

Essendo la massa totale dell'edificio pari a $M_{tot} = 1754$ ton, la massa partecipante corrispondente al primo modo si è posta pari a $M_1 = 0.8 M_{tot} = 1403$ ton.

Il primo periodo di vibrazione (valido per entrambe le direzioni principali) si è valutato come:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 (19)^{3/4} = 0.68 \text{ s}$$

che, tra l'altro, è quasi coincidente anche con il valore $T_1 = 0, N \text{ s}$ (essendo $N=6$).

Con i valori di resistenza prima indicati e riferendosi alle dimensioni dei pilastri ed alle armature ricavate dal progetto (variabili tra il 0,2 % e il 0,5% di A_c) e verificate a campione in sito, è stata determinata la capacità a taglio di ciascun pilastro in entrambe le direzioni x e y , così come descritto nel paragrafo precedente. Si noti che, nel caso specifico si è preferito applicare il coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo ($\gamma_m=1.5$) anche ai meccanismi duttili, per tener conto della ridotta qualità esecutiva dei dettagli di armatura in questa tipologia di edifici.

Si sono quindi ricavate le due resistenze totali di piano a taglio relative al primo livello:

$$VP_x = 1057 \text{ kN} \quad VP_y = 1944 \text{ kN}$$

ottenute considerando in ciascuna direzione, come prima detto, solo il contributo dei pilastri collegati da travi e senza tener conto della resistenza dei nodi. E' interessante notare che in

dir. x sui solo 2 pilastri sui 25 considerati presentano resistenza a taglio inferiore a quella derivante dal comportamento a flessione, mentre in dir. y solo 3 su 36.

L'ipotesi che il primo livello (piano terra) sia quello più critico è particolarmente ragionevole per il caso in questione. Infatti a tale livello:

- l'edificio presenta numerose ed ampie aperture (per l'accesso ai box), tanto da potersi configurare quasi come un "piano soffice";

- il livello di compressione nei pilastri, in relazione alle modalità progettuali originarie, è particolarmente elevato, riducendone la duttilità;

- i danni strutturali più gravi causati dal sisma del 2012 sono concentrati proprio in testa ai pilastri del primo livello.

Se si considera il contributo anche dei pilastri non collegati da travi, le due resistenze totali di piano si incrementano a:

$$VP_x = 1507 \text{ kN} \quad VP_y = 2044 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda i nodi, si è ritenuto, come peraltro confermato dai danni rilevati, che il loro comportamento possa essere critico solo per quelli esterni (sicuramente non confinati su uno o due lati). Pertanto solo per essi è stata valutata la resistenza come descritto nel paragrafo precedente.

Comunque, solo per 2 nodi in dir. x e 3 in dir. y (che sono indicati in Fig.12) la resistenza nodale è risultata inferiore a quella del pilastro corrispondente.

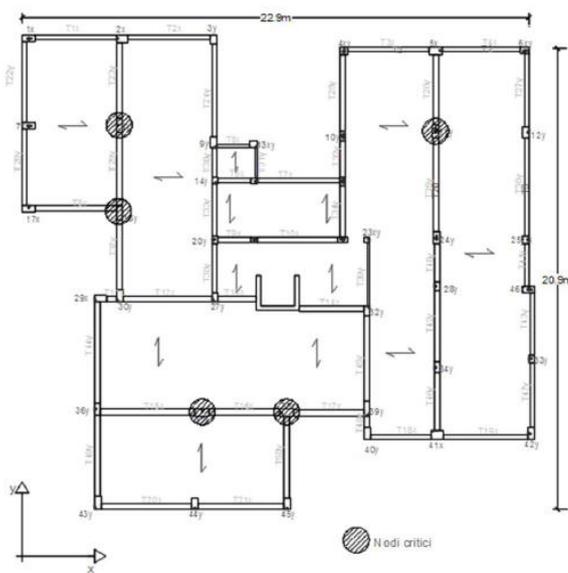


Fig. 12 Individuazione dei nodi critici

E' interessante notare che in nessun caso si raggiungerebbe la crisi del nodo per superamento della resistenza a trazione, mentre è sempre

determinante l'eccessiva compressione nei pilastri per i soli carichi verticali. In realtà, nei nodi che sono risultati critici la resistenza addirittura si annulla del tutto, perché in essi la tensione di compressione agente è già superiore a $0.5 f_c$.

Pertanto, annullando il contributo dei pilastri per i quali i corrispondenti nodi sono meno resistenti, le due resistenze totali di piano si riducono a:

$$VP_x = 1164 \text{ kN} \quad VP_y = 1454 \text{ kN}$$

In definitiva, essendo nel caso specifico (vedi Tab.6) $T_1 > T_c$, (con $T_c = C_c T^*_c = 1.617 \times 0.27 = 0.437s$), la capacità sismica (in termini di PGA) dell'edificio si può valutare in relazione alle resistenze di piano mediante le due relazioni:

$$PGA_x = (VP_x / S) \eta F_0 M_1 (T_c / T_1)$$

$$PGA_y = (VP_y / S) \eta F_0 M_1 (T_c / T_1)$$

Pertanto, per un fattore di suolo (valutato come da norma per suolo tipo C) $S=1.481$, un fattore di struttura $q=2.00$ ed un'amplificazione massima $F_0=2.59$ e ponendo $\eta=1$, si ottengono i risultati riportati in Tab. 5, separatamente per i tre casi considerati:

- caso 1 → solo pilastri collegati da travi
- caso 2 → tutti i pilastri
- caso 3 → tutti i pilastri con rottura dei nodi

Direzione	Caso 1	Caso 2	Caso 3
PGA-dir.X	0,061g	0,087g	0,067g
PGA-dir.Y	0,112g	0,118g	0,084g

Tab. 5 PGA ottenute per i tre casi analizzati

Di conseguenza i corrispondenti fattori di accelerazione (minimi) risultano:

$$f_{a,SLV} = PGA_{(\min x,y)} / a_{g,SLV} = 0.061 / 0.141 = 0.43$$

$$f_{a,SLV} = PGA_{(\min x,y)} / a_{g,SLV} = 0.087 / 0.141 = 0.62$$

$$f_{a,SLV} = PGA_{(\min x,y)} / a_{g,SLV} = 0.067 / 0.141 = 0.47$$

Stato Limite	Tr [anni]	ag/g	F ₀	T [*] _c
Operatività	30	0.038	2,58	0.248
Danno	50	0.047	2,52	0.270
Salvaguardia della vita	475	0.141	2,59	0.270
Collasso	975	0.190	2,54	0.280

Tab. 6 Parametri di pericolosità sismica di Mirandola

I valori di capacità sismica ottenuta con la metodologia semplificata risultano molto vicini a quelli ricavati dalle analisi push-over.

Ed infatti, se si confrontano i risultati del caso 3 (della metodologia semplificata) con quelli del caso C2.4 che, come detto, sembra essere quello che meglio simula le condizioni reali dell'edificio (e che comunque non si discosta molto dai casi C1), si ottengono dei valori di PGA molto prossimi tra di loro.

6 CONCLUSIONI

Nella presente memoria si è condotta una valutazione della capacità sismica di un edificio in c.a. esistente progettato, negli anni '60, per soli carichi verticali.

La valutazione è stata svolta mediante analisi statiche non-lineari schematizzando l'edificio in maniere diverse in relazione al più probabile comportamento sismico reale di tali costruzioni.

I risultati ottenuti, in accordo anche con quanto già evidenziato in passato da alcuni degli scriventi, hanno confermato che gli edifici GLD presentano, una capacità sismica non del tutto trascurabile, anche se fortemente condizionata dalla deformabilità della struttura e dalla influenza delle tamponature sul comportamento globale, che può farla variare in un intervallo abbastanza ampio (nel caso specifico tra 0.05 e 0.15g).

Le analisi svolte sono state poi utilizzate per la verifica di una metodologia semplificata per la valutazione della vulnerabilità di edifici esistenti GLD recentemente proposta dagli autori.

Il metodo, si basa su ipotesi semplificate del comportamento strutturale degli edifici in c.a. tipici degli anni '60 e '70, definite anche sulla base dei danni osservati dopo i terremoti più recenti. La capacità sismica viene valutata tenendo conto sia della resistenza flessionale che di quella a taglio dei pilastri, considerando anche la possibilità di rottura dei nodi.

L'applicazione della metodologia proposta al caso studio ha fornito valori di capacità sismica in linea con quelli ottenuti dalle analisi più sofisticate, almeno con riferimento alle ipotesi comportamentali più credibili per questa tipologia di edifici.

BIBLIOGRAFIA

- Pagano, M., 1968. Teoria degli edifici. Liguori, Napoli.
 Cosenza, E., (editor), 2001. Il comportamento sismico degli edifici in c.a. progettati per carichi verticali- Applicazione all'edilizia di Catania. GNDD (CNR) Roma.

- Dolce, M., Moroni, C., 2005. La valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico degli edifici pubblici mediante le procedure VC (vulnerabilità c.a.) e VM (vulnerabilità muratura). Atti del Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia Applicata all'Ingegneria della Università della Basilicata.
- Calderoni, B., Cordasco, E., A., Lenza, P., 2006a. La vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in c.a. progettati per soli carichi verticali. Atti del 16° Congresso CTE, Parma, pp. 637-647.
- Calderoni, B., Cordasco, E., A., Lenza, P., 2006b. Vulnerability and assesment of existing r.c. buildings in seismic areas. The 2nd International Fib congress, Naples, su Cd-rom n.9-43.
- Zhu, L., Ealwood, K., Haukaas, T., 2007. Classification and seismic safety evaluation of existing reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 1316-1330.
- Calderoni, B., Cordasco, E., A., Lenza, P., 2008. Vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in c.a. valutati con metodi non-lineari avanzati. Convegno Nazionale ReLUIIS "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato". Roma.
- Haselton, C., B., Liel, A., B., Lange S., T., Deierlein, G., G., 2008. Beam-column element calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of R.C. frame buildings. PEER Report, University of California, Berkley.
- Bosco, M., Ghersi, A., Marino, E., 2009. On the evaluation of seismic response of structures by non-linear static methods. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (38).
- Calderoni, B., Cordasco, E., A., Lenza, P., Guerriero, L., 2012. La valutazione della vulnerabilità sismica delle chiese in muratura. Atti del 3rd Workshop on Design for Rehabilitation of Masonry Structures "WONDERmasonry", Lacco Ameno (Ischia), 612-629.
- Gattesco, N., Franceschinis, R., Zornini, F., 2012. Stima della vulnerabilità sismica di strutture in c.a. mediante procedura semplificata. Atti del XV Convegno ANIDIS, Padova.
- Mazzotti, C., Savoia, M., Chinni, C., Perri, G., 2013. Una metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato. *Progettazione Sismica* (n.2).
- Calderoni, B., Sandoli, A., Migliaccio, L., 2014. Un metodo semplificato per la valutazione della capacità sismica di edifici esistenti in c.a. Atti del XX Convegno CTE, Milano, 553-564.
- Calderoni, B., Cordasco, E., A., Sandoli, A., 2016. Una classificazione tipologica strutturale degli edifici esistenti in muratura e in c.a. finalizzata alla valutazione della vulnerabilità sismica su scala territoriale. In corso di pubblicazione su *Progettazione Sismica* (n.1).