

2.8 Risposta sismica del complesso ospedaliero San Salvatore de L'Aquila in occasione del terremoto del 6 aprile 2009

C. Casarotti¹, A. Pavese¹⁻², S. Peloso¹ ■

2.8.1 Introduzione

Il recente terremoto del 6 aprile 2009 ha avuto un forte impatto sulla città dell'Aquila e sul territorio circostante sia per le gravi perdite di vite umane sia per i danni subiti dagli edifici residenziali e dalle strutture con un ruolo strategico. Tra queste ultime una delle più importanti è sicuramente l'Ospedale San Salvatore di Coppito, centro nevralgico del sistema ospedaliero della zona de L'Aquila, che nei giorni dell'emergenza è stato completamente evacuato a causa dell'inagibilità riscontrata a vari livelli degli edifici che lo compongono. Un'analisi approfondita delle strutture dell'ospedale ha evidenziato oltre allo stato di danneggiamento, essenzialmente non strutturale, anche alcuni aspetti legati alla sua realizzazione che potrebbero giocare un ruolo di rilievo nella risposta delle strutture a futuri scuotimenti ed aprire quindi scenari di danno più critici.

Altri ospedali minori collocati in aree urbane limitrofe hanno manifestato danneggiamenti di minore entità, ed hanno consentito un parziale assorbimento delle emergenze, riducendo gli enormi impegni dell'ospedale da campo allestito nelle vicinanze del San Salvatore. Da recenti stime infatti sono stati oltre 1500 i feriti che hanno ricevuto assistenza nei giorni successivi all'emergenza, a conferma del grandissimo impatto sul sistema ospedaliero.

Il progetto del complesso ospedaliero risale al 1966 ed è stato realizzato nel corso di circa 30 anni. Tale informazione è di fondamentale importanza se messa in relazione all'evoluzione della normativa sismica nazionale. In Italia infatti la prima legge antisismica, considerata come capostipite di quelle più recenti, fu la n. 64 del 2/2/1974 (Gazzetta Ufficiale, 1974), emanata in seguito al terremoto di Ancona del 1974. Prima ancora i riferimenti di normativa antisismica derivavano dai Regi Decreti (e.g. Regio Decreto Legge n. 2105 del 22/11/1937), mentre nell'era della Repubblica si trova la Legge n. 1684 del 1962 (Gazzetta Ufficiale, 1962) che seguì il terremoto campano del 21/08/1962, e fu successivamente integrata dalla Legge n. 1224 del 5/11/1964 (Gazzetta Ufficiale, 1964), e dalla Circolare n. 6090 del 1969 (Ministero dei

Lavori Pubblici, 1969) emessa dopo il terremoto del Belice. Tuttavia questi ultimi riferimenti normativi erano orientati più alla definizione di altezze, spessori, metodi esecutivi e qualità dei materiali che alla definizione di metodologie di calcolo e di criteri di progettazione.

Nel complesso del San Salvatore, a seguito del sisma solamente 3 edifici su 15 hanno subito un danno strutturale non trascurabile ma comunque limitato a zone circoscritte e soprattutto originato da cause evidenti, come verrà descritto in dettaglio nel seguito del lavoro. Si è rilevato un danno non strutturale leggero relativamente esteso ed un danno non strutturale importante solo in alcuni edifici, dove le tamponature interne hanno contribuito in maniera significativa alla resistenza laterale dissipando l'energia del sisma ma riportando forti danneggiamenti, si veda in proposito la figura 1.

La parte interrata e seminterrata del complesso, realizzata prevalentemente con muri di cemento armato, ha avuto un comportamento scatolare caratterizzato da elevata rigidità senza presentare danni apprezzabili. Nessun danno evidente infine è stato osservato nelle strutture di fondazione.

Il danno non strutturale più diffuso e rilevante anche dal punto di vista della sicurezza è stato invece quello dei rivestimenti esterni di mattoni "faccia a vista", che ricopre interamente la superficie esterna di tutti gli edifici. Tale rivestimento, non essendo solidarizzato ai muri interni, ha presentato in molti casi distacchi parziali o totali. Nessun danno significativo è stato invece osservato su apparecchiature e strumentazione interna.

L'articolo intende fornire una descrizione di sintesi delle attività svolte da EUCENTRE sull'Ospedale San Salvatore nei giorni successivi alla scossa principale. Vengono presentati i dati relativi ai rilievi geometrici e strumentali eseguiti nelle fasi di emergenza e post-emergenza ed una valutazione dello stato di danno e di utilizzabilità degli edifici. Nella parte conclusiva viene infine presentato un esempio di valutazione di un edificio del complesso ospedaliero utilizzando una procedura semplificata.

¹ Fondazione Eucentre - Centro Europeo di Formazione e Ricerca in Ingegneria Sismica, Pavia. www.eucentre.it

² Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università degli Studi di Pavia. www.unipv.it

Fig. 1
Evidenza della struttura in cemento armato attraverso le tramezzature danneggiate in maniera più o meno grave: Edificio 9 (a); Edificio 10 (b).



2.8.2 L'unità di intervento di Eucentre

I rilievi di agibilità e le successive indagini approfondite sono state svolte con l'ausilio di un sistema di valutazione sviluppato da Eucentre, ideato e realizzato nell'ambito del Progetto STEP, Strategies and Tools for Early Post-Earthquake Assessment (Casarotti et al., 2009). Il sistema è composto da un'Unità Mobile (Fig. 2, sinistra), tre gruppi di rilevatori, un gruppo di sperimentatori e un'unità centrale di coordinamento. L'equipaggiamento dell'Unità Mobile include diversi strumenti per la realizzazione di prove in-situ non-distruttive o semi-distruttive, tra cui scanner termico, georadar, pacometro, sclerometro, accelerometri, geofoni, martinetti piatti, sistemi per identificazione dinamica.

Fig. 2
Unità Mobile di Eucentre, e schematizzazione del sistema di comunicazione.

Questa strumentazione è completata da un sistema hardware e software per l'acquisizione, l'analisi e l'archiviazione dei dati. L'unità mobile svolge da un lato il ruolo di supporto alla sperimentazione su campo, dall'altro offre la possibilità di catalogare le informazioni, di includerle in un database e di condividerle sul web attraverso una connessione satellitare ad alta velocità. La dotazione include oltre all'hardware e al software per il trattamento dei dati anche gli strumenti per l'analisi di vulnerabilità degli edifici a vari livelli di accuratezza. In condizioni di emergenza, il sistema di valutazione può operare sia come ausilio sia come completamento delle unità gestite direttamente dalla Protezione Civile.



2.8.3 Descrizione delle strutture dell'Ospedale San Salvatore di Coppito

Dal punto di vista tipologico, il complesso dell'Ospedale San Salvatore è costituito da una serie di edifici con struttura in calcestruzzo armato e tamponature interne ed esterne in late-

rizio, realizzati a partire dalla metà degli anni '70 e resi operativi nella seconda metà degli anni '90. Alcuni degli edifici del complesso non fanno parte della proprietà ospedaliera. Gli edifici presentano differenti tipologie edilizie, materiali e dettagli costruttivi eterogenei a

seconda della diversa epoca di costruzione. Un percorso coperto collega i diversi corpi di fabbrica su quattro livelli, due fuori terra e due interrati.

Le tipologie edilizie presenti sono costituite da edifici configurati ad 'L' di 2 o 3 piani fuori terra, edifici a torre di 3 o 4 piani fuori terra, corpi in linea di 2 o 3 piani fuori terra ed alcuni

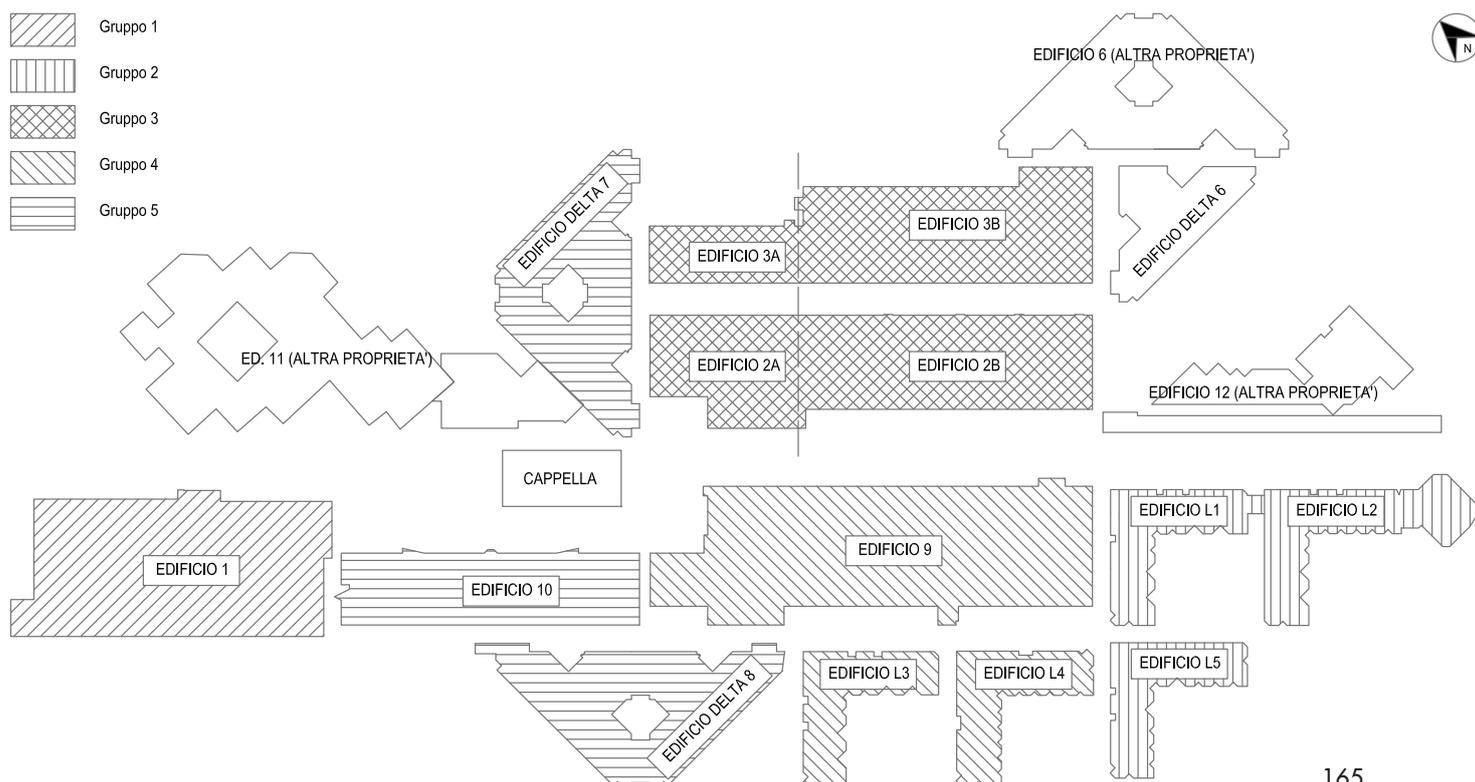
corpi bassi a prevalente sviluppo orizzontale. La maggior parte degli edifici è provvisto di 1 o 2 piani interrati.

L'epoca indicativa di costruzione e la principale funzione dei diversi corpi di fabbrica, individuati sulla base della numerazione indicata in Fig. 3, è stata fornita dal personale dell'Ufficio Tecnico dell'ospedale ed è riportata in Tabella 1.

Tabella 1 - edifici compresi nel complesso ospedaliero San Salvatore di Coppito, L'Aquila

Denominazione	Funzione	Anni di costruzione
Edificio 1	Centrale termica e mensa	1977/78
Edificio 2	Laboratori analisi	1976/77
Edificio 3	Diagnostica e radioterapia	1976/77
Edificio 9	Pronto soccorso	1978
Edificio 10	Farmacia e sale operatorie	1978/79
Edificio L1	Direzione sanitaria	1983/84
Edificio L2	Ostetricia e ginecologia	1983/84
Edificio 6	Degenze	1987
Edificio L3	Oncologia	1979/80
Edificio L4	Malattie infettive	1979/80
Edificio L5	Neurologia	1983/84
Delta 6	Degenze	1987
Delta 7	Delta medico	1985
Delta 8	Delta chirurgico	1980

Fig. 3
Planimetria generale con individuazione dei diversi corpi di fabbrica (i gruppi di edifici individuano la classificazione di agibilità descritta nel paragrafo 4).



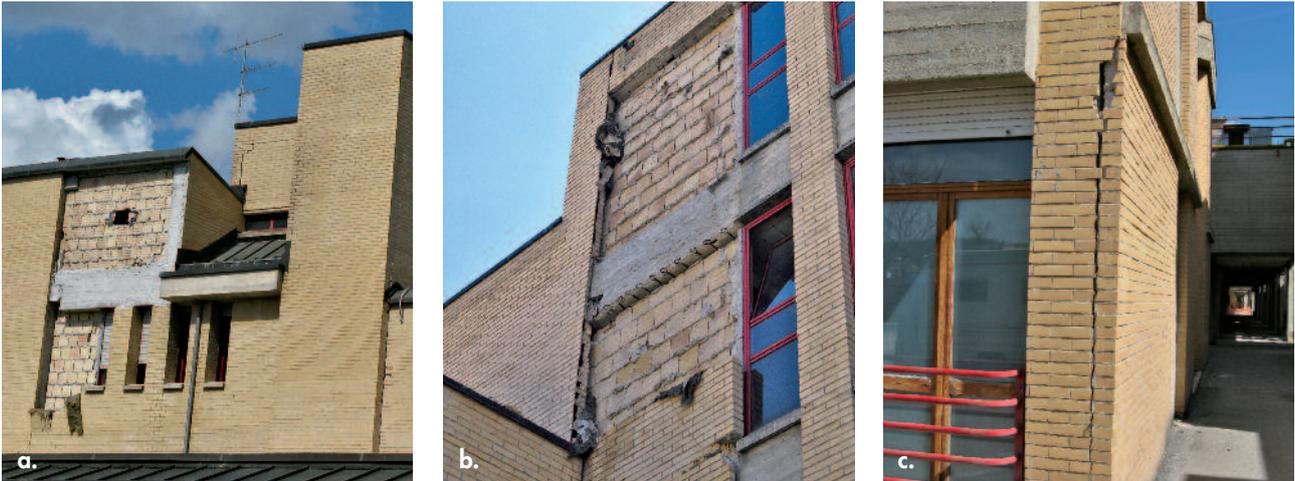


Fig. 4
Danneggiamenti del rivestimento dell'edificio 2 (a), dell'edificio 9 (b) e dell'edificio L3 (c).

2.8.4 Rilevi di agibilità e risposta strutturale

Gli edifici del complesso ospedaliero sono stati ispezionati con controlli ripetuti a causa del susseguirsi di scosse importanti relative al cosiddetto sciame sismico e sono stati raggruppati in categorie in funzione del danno accertato.

Tutti gli edifici sono caratterizzati da un rivestimento in mattoni "faccia a vista" dotato di un numero insufficiente o assente di elementi di connessione con i pannelli di tamponamento e la struttura in c.a. e dunque critico dal punto di vista dei distacchi e dei ribaltamenti con conseguenti pericoli sui passaggi (Fig. 4). Un altro tipo di danno non-strutturale diffuso e potenzialmente pericoloso è il completo distacco del rivestimento di molte delle pareti piastrellate ai piani terra.

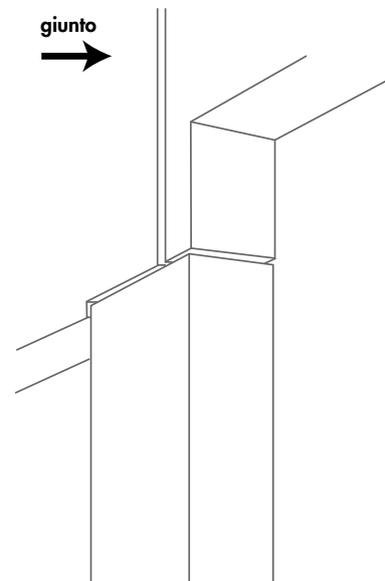
Negli edifici di tutto il complesso è inoltre presente un elevato numero di giunti strutturali di dimensioni o caratteristiche apparentemente non adeguate ai movimenti generati dalle scosse. I martellamenti locali tra corpi adiacenti che ne

sono conseguiti hanno favorito la concentrazione del danno, particolarmente evidente in alcune situazioni. In figura 5, ad esempio, si mostra il danno in corrispondenza di un giunto strutturale che termina sulla sommità di un pilastro, causando concentrazioni anomale degli sforzi sul nodo, mentre in figura 6 è documentato lo stato di fessurazione dovuto alla prosecuzione sul soffitto del giunto danneggiato sulla parete, rilevato in una passerella di collegamento (Edificio 2). Alcuni danni locali sono dovuti a dettagli costruttivi inadeguati, almeno secondo i criteri di progettazione antisismica attuali, quali la staffatura non sempre idonea degli elementi strutturali, il copriferro insufficiente (Fig. 7), la presenza di elementi resi tozzi dalla realizzazione delle tamponature (Fig. 13).

2.8.4.1 Gruppo 1: edifici agibili

Per quanto riguarda la parte seminterrata a quota -6.00 m in cui si trova la centrale termica,

Fig. 5
Giunto strutturale inadeguato che termina in sommità di un pilastro.



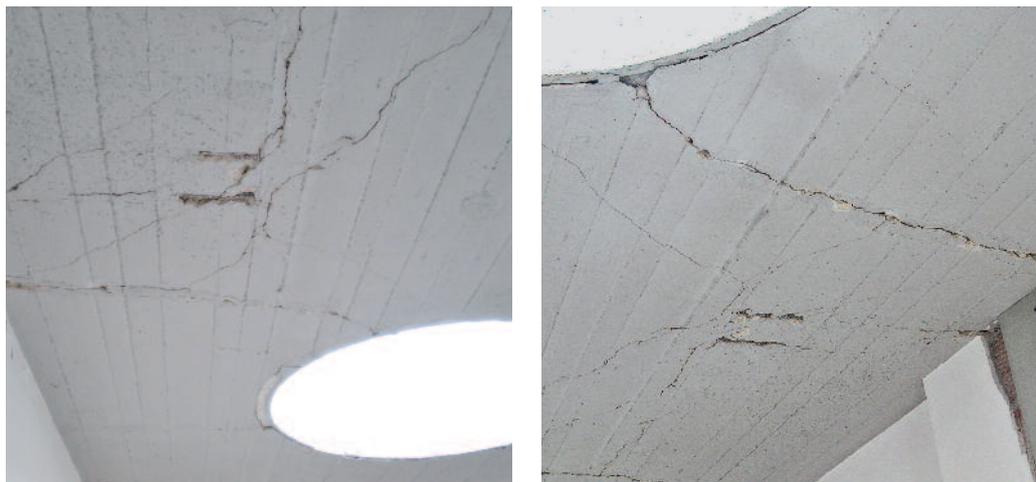
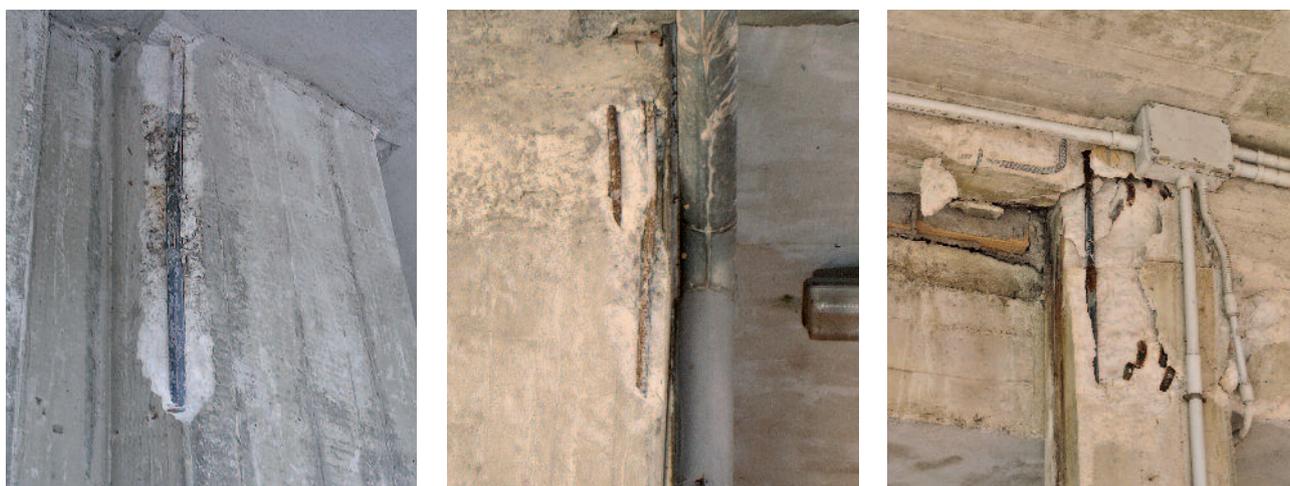


Fig. 6
Giunto danneggiato sulla
parete ed estensione sul
soffitto.



Fig. 7
Esempi di staffatura
inadeguata e copriferro
scarso relativi all'Edificio 2A
e ai percorsi di
collegamento esterni.



L'Edificio 1 presenta una condizione di danno non strutturale lieve, in particolare negli uffici al piano più basso. La porzione che ospita gli impianti mostra un danno leggero in alcune travi, essenzialmente conseguenza del movimento relativo delle selle Gerber, e risulta pertanto agibile.

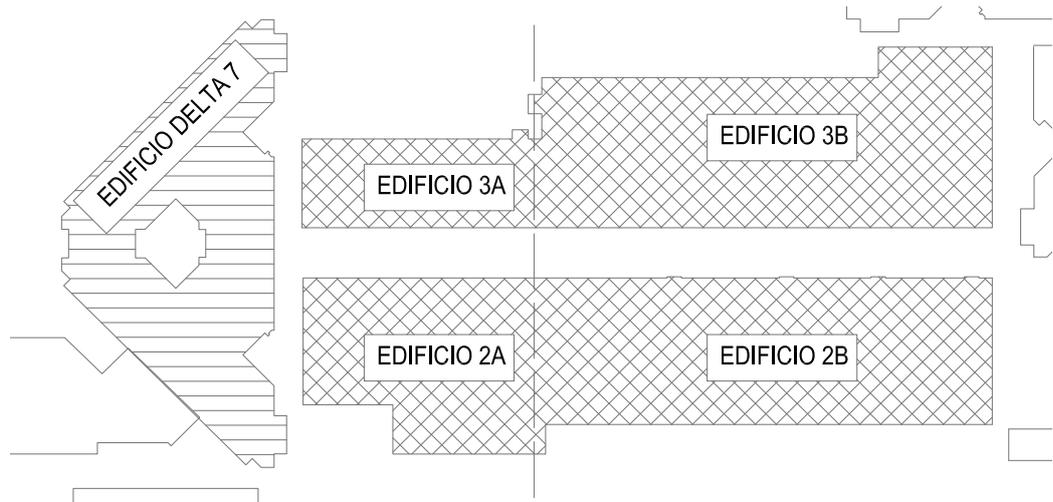
Il resto della struttura presenta invece ai piani superiori uno stato di danno maggiore, pur non costituendo una situazione di pericolo per il

piano sottostante, ed è quindi da considerare inagibile.

2.8.4.2 Gruppo 2: edifici che possono essere resi agibili con provvedimenti di pronto intervento

Tempi di riapertura ridotti sono previsti per alcuni edifici che presentano danni non strutturali di modesta entità, e possono perciò essere resi agibili previa realizzazione di alcune semplici operazioni considerabili di pronto inter-

Fig. 8
Individuazione degli edifici
2A/3A e 2B/3B.



vento. Tra questi si segnala la rimozione di tamponature pericolanti, intonaci e rivestimenti staccati, la messa in sicurezza dei controsoffitti, la riparazione di danni leggeri a tamponature e tramezzi, il controllo dei sistemi di fissaggio di tutte le parti appese a tamponamenti e controsoffittature per valutarne l'eventuale pericolo di distacco, la realizzazione di transennature localizzate e di protezione dei passaggi, e la rimozione di porzioni pericolanti del rivestimento esterno. Tra i fabbricati appartenenti a questa categoria si trovano gli edifici L1, L2 ed L5, che mostrano una condizione diffusa di danni non strutturali lievi, in particolare al piano terra. Questi tre edifici saranno i primi ad essere resi operativi nel piano di riapertura dell'ospedale, il 29 maggio 2009, a meno di due mesi dalla scossa principale.

2.8.4.3 Gruppo 3: edifici parzialmente inagibili
Ciascuno degli edifici 2 e 3 è in realtà costituito da due distinti corpi di fabbrica separati da un giunto, che presentano livelli diversi di danneggiamento. In particolare gli edifici 2A e 3A, ovvero le porzioni prospicienti l'edificio Delta 7 (Fig. 8), risultano inagibili, mentre una condizione diffusa di danni non strutturali lievi carat-

terizza le restanti parti delle strutture (edifici 2B e 3B in Fig. 8).

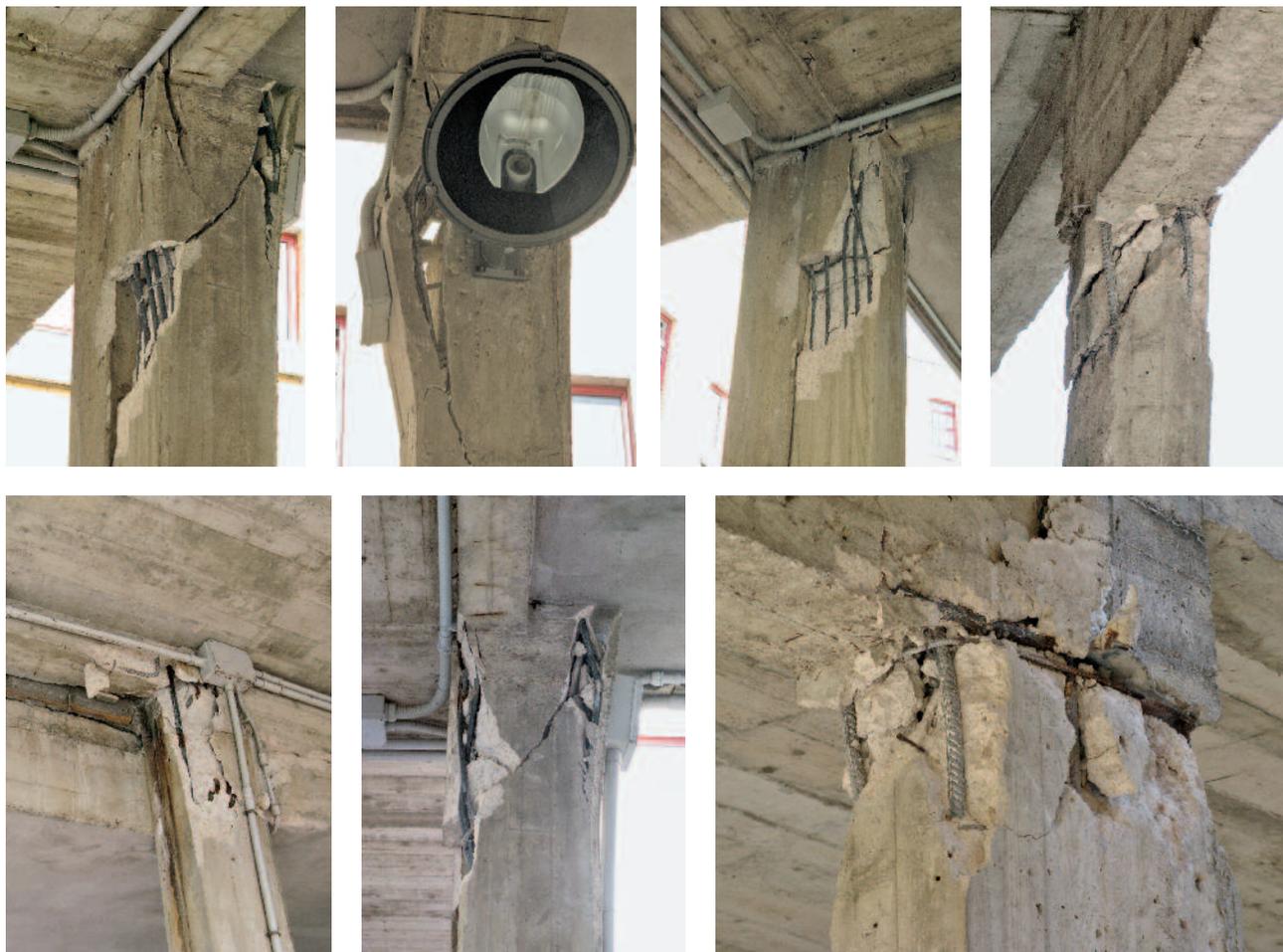
A differenza del gruppo 1, in questo gruppo di edifici la parte inagibile è a rischio strutturale elevato mentre la parte meno danneggiata richiede comunque alcuni modesti interventi prima di poter essere nuovamente utilizzata.

Gli edifici 2B e 3B sono infatti temporaneamente inagibili, ma possono essere resi agibili con provvedimenti di pronto intervento, analoghi a quelli elencati nel paragrafo precedente. In corrispondenza della scala interna posta tra le porzioni 2A e 2B sono stati rilevati danni strutturali lievi localizzati sulle ultime rampe, probabilmente dovuti a rotazioni concentrate delle travi a ginocchio (Fig. 9). In questo caso si possono prevedere interventi limitati di ripristino ad esempio risarcendo le fessure con resina o malta cementizia antiritiro, per eventualmente procedere in un momento successivo ad un adeguamento sismico basato sull'utilizzo di materiali fibrorinforzati.

I blocchi 2A e 3A risultano invece inagibili a causa della notevole estensione dei danni non strutturali e per il rischio strutturale indotto dalla crisi di alcuni pilastri nel passaggio coperto sul passo carraio di accesso alle strutture del Pronto

Fig. 9
Danno alle scale
dell'Edificio 2 (a) e
dell'Edificio Delta 8 (b).





Soccorso, verso l'edificio Delta 7 (Fig. 8). È questa la prima zona in cui si riscontrano danni strutturali importanti. Come mostrato in figura 10, in sommità ai pilastri si sono formate evidenti cerniere plastiche, rotture a taglio, espulsione del copriferro e instabilizzazione delle barre longitudinali di armatura; tutti questi effetti sono imputabili alla scarsità o all'assenza di staffatura e quindi di confinamento. Questa situazione ha portato il sistema in prossimità di una situazione di collasso, richiedendo dunque interventi di puntellazione urgenti. Nella stessa zona si sono formati degli stati di

danneggiamento estesi nei tamponamenti con la formazione delle caratteristiche fessurazioni a croce (Fig. 11), tipica delle lesioni a taglio. Sebbene tali lesioni interessino probabilmente solo i tamponamenti, non si escludono potenziali danneggiamenti a taglio degli elementi portanti al di sotto del rivestimento danneggiato, che risultano dunque da verificare.

2.8.4.4 Gruppo 4: edifici che richiedono interventi non strutturali più estesi

Un certo numero di edifici può essere reso agibile solo dopo estese opere di demolizione

Fig. 10
Danno strutturale (cerniere plastiche e rotture a taglio) in sommità dei pilastri del piano terra dell'Edificio 2A causato dalla scarsa armatura trasversale.

Fig. 11
Lesioni a croce sul rivestimento esterno dell'Edificio 2A.



Fig. 12
Danni importanti alle
tramezzature nell'Edificio 9.



locale e ricostruzione delle tramezzature più danneggiate e di rimozione e ripristino di tutte le parti pericolanti o distaccate. Le opere necessarie per il ripristino delle condizioni di agibilità temporanea richiedono in questo caso un tempo superiore, e non possono pertanto annoverarsi tra i provvedimenti di pronto intervento.

L'edificio 9, l'edificio L3 e l'edificio L4, appartenenti a questo gruppo, presentano danni non strutturali medio-gravi alle tramezzature per una porzione significativa del piano terra (Fig. 12) ed una condizione diffusa di danni non strutturali lievi ai piani superiori.

Sulla parte più danneggiata il ripristino delle condizioni di agibilità richiede importanti interventi di demolizione e ricostruzione di alcune pareti di tamponamento, e la puntellazione di una scala nell'edificio 9.

2.8.4.5 Gruppo 5: edifici inagibili

L'ultimo gruppo di edifici viene classificato come inagibile o per danno strutturale importante, o perché in prossimità di edifici che possono costituire un pericolo, oppure a causa dell'elevata percentuale di tramezzature seriamente danneggiate rispetto alla volumetria dell'edificio.

L'edificio 10 presenta una condizione di danno strutturale grave al piano terra, a causa della rottura a taglio di un'intera pilastrata sul lato antistante la chiesa. In questa parte i pilastri sono resi tozzi dai tamponamenti interrotti dalla finestratura a nastro lungo tutta la parte nord-est (Fig. 13). È evidente come per la maggior parte di questi pilastri sia gravemente compromessa anche la capacità portante rispetto ai carichi verticali. L'edificio presenta inoltre una condizione diffusa di danni non strutturali medio-gravi, localizzati in particolare al piano terra. Per garantire la sicurezza nei confronti del collasso di tale edificio, vengono predisposte delle opere provvisorie a breve termine, consistenti essenzialmente in una serie di tamponature con blocchi di cemento tra i pilastri del porticato esterno e nella puntellazione della trave retta dai pilastri danneggiati.

Negli edifici Delta 7 e Delta 8 si riscontra una condizione diffusa di danni non strutturali più accentuata ai piani inferiori. I danni sono di tipo non strutturale alle tramezzature, ma estesi e di entità medio-grave. L'unico danno strutturale leggero è localizzato in una delle scale (Fig. 9b). I due edifici sono valutati come inagibili, data



l'estensione significativa dei danneggiamenti, l'irregolarità strutturale e la vicinanza di edifici con problemi strutturali (l'edificio Delta 8 è adiacente all'edificio 10 e l'edificio Delta 7 è attiguo agli edifici 2A e 3A).

2.8.4.6 Agibilità dei percorsi e dei collegamenti nei piani interrati

I piani interrati di tutti gli edifici ispezionati, nelle zone accessibili, non presentano danni significativi. Si riscontrano rare e circoscritte situazioni di sfondellamento delle pignatte del solaio di copertura dei piani interrati posti a livello -6.00 m e a livello -3.00 m (Fig. 14).

A livello -6.00 m, in corrispondenza degli spazi inutilizzati, privi di finiture ed impianti ed accessibili solo al personale tecnico, la situazione è in generale priva di danni significativi, a parte infiltrazioni localizzate di acqua e fessurazioni da assestamento/ritiro.

A livello -3.00 m, nel passaggio sotterraneo che collega gli edifici, il danno rilevato è prevalentemente di carattere non strutturale e poco esteso, e consiste soprattutto nel danneggiamento di giunti esistenti e nella formazione di giunti 'natura-

rali' in seguito all'evento, con fessurazioni e distacco di limitate porzioni di intonaci e rivestimenti, e sfondellamento di pignatte. Ai livelli -6.00 m e -3.00 m i danni sono più accentuati verso la zona dell'edificio 1, in cui di fatto i piani sono seminterrati e dove si riscontra qualche danno isolato di media importanza.

A quota +3.00 m si rileva il danneggiamento dei giunti esistenti, la formazione di fessure, essenzialmente a completamento di giunti incompleti (Fig. 6), e il conseguente distacco, talvolta solo parziale, di intonaci, controsoffittature e rivestimenti.

A quota 0.00 m (piano terra) si riscontra la situazione più critica poiché i percorsi di collegamento tra i vari edifici non sono protetti, al limite solo porticati. Il rischio di caduta di parti del rivestimento parzialmente distaccate o del distacco di nuove porzioni di rivestimento in seguito a scosse anche di lieve entità rende immediata la necessità di rimuovere tutte le parti di rivestimento parzialmente distaccate o già crollate (Fig. 4), di proteggere tutti i percorsi esterni in adiacenza agli edifici (ove non presente il portico coperto) dalla caduta di oggetti

Fig. 13
Danno strutturale causato dalla presenza di finestre a nastro che rendono i pilastri tozzi nell'edificio 10.

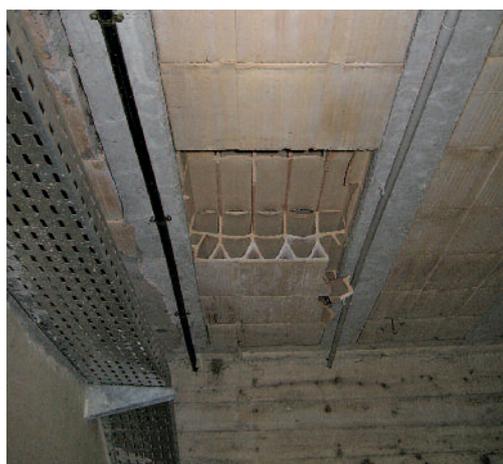
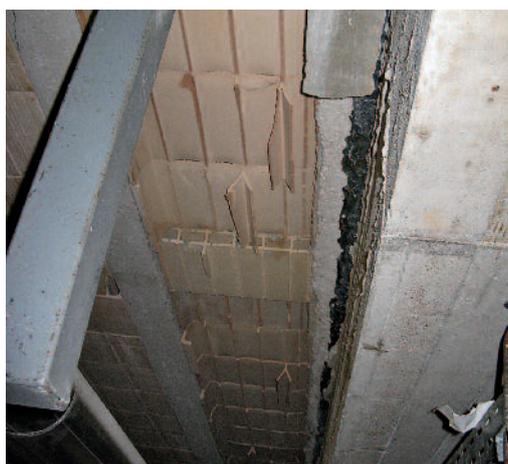


Fig. 14
Percorsi di collegamento: sfondellamento delle pignatte all'intradosso del solaio a livello -3.00 m.

dall'alto e di interdire i passaggi più a rischio. A questa quota si segnalano alcuni danni strutturali: un pilastro dietro l'edificio 9 posto a cavallo

di un giunto strutturale (Fig. 5), ed un altro pilastro all'angolo dell'edificio 2 con una cerniera plastica in sommità.

2.8.5 Indagini sui materiali

La seconda fase di rilevamento è stata condotta principalmente mediante i rilievi strumentali. In particolare sono state eseguite operazioni di rilievo geometrico, ad integrazione dei disegni disponibili, identificazioni dinamiche, prove non distruttive sui materiali (sclerometriche e sonreb) e, limitatamente ad alcuni edifici, prelievi di carote di calcestruzzo.

Le prove non distruttive sono eseguite generalmente sui pilastri e in alcuni casi sulle travi e sulle strutture portanti delle scale, secondo le modalità descritte in seguito.

2.8.5.1 Indagini non distruttive

Le scansioni pacometriche vengono utilizzate in alcuni casi per rilevare negli elementi strutturali accessibili la disposizione ed il numero delle armature longitudinali e l'interasse di quelle trasversali, in altri per localizzare in maniera adeguata le aree su cui effettuare le indagini non distruttive ed il prelievo dei campioni di calcestruzzo evitando di compromettere l'armatura presente.

Operazione preliminare alle indagini è la preparazione delle superfici. A seguito della rimozione dell'intonaco, i residui di malta presenti sulla superficie di calcestruzzo sono asportati attraverso una spazzola d'acciaio ed una pietra abrasiva al carburo di silicio, con tessitura granulare media, in modo tale da scoprire una parte degli elementi strutturali liscia e priva di segni di degrado, della dimensione di 25 cm di lato.

La determinazione dell'indice sclerometrico è regolata dalla norma UNI EN 12504-2 (UNI, 2001). Su entrambe le facce degli elementi indagati vengono effettuate misure sclerometriche non sovrapposte e distanti non meno di 25 mm tra loro o dal bordo di eventuali difetti superficiali presenti e da ferri d'armatura, preventivamente localizzati. Il principio di funzionamento dello strumento è basato sul rimbalzo di una massa scagliata su di un pistone a contatto con la superficie del calcestruzzo. Il risultato della prova è espresso in termini di distanza di ritorno della massa, valori da cui si ricava l'indice di rimbalzo medio accompagnato dal relativo valore di deviazione standard.

Nei medesimi punti sono state effettuate le prove ultrasoniche con la tecnica di trasmissione per trasparenza, secondo quanto specificato dalla

norma UNI EN 12504-4 (UNI, 2005). Il metodo di trasmissione per trasparenza prevede la scelta dei punti di emissione e di ricezione del segnale acustico su due lati opposti dell'elemento, in modo che la congiungente sia perpendicolare alla superficie. La tecnica si basa sulla trasparenza dell'elemento strutturale in calcestruzzo al passaggio delle onde sonore, cioè sulla misura del tempo di trasmissione di un'onda da un estremo all'altro dell'elemento. L'analisi ultrasonica viene effettuata con trasduttori a frequenza di 55 kHz e diametro 50 mm, utilizzando della plastilina come materiale di accoppiamento. La velocità V di trasmissione risulta essere:

$$V = \frac{D}{t_p \times 10^{-6}} \text{ [m/s]} \quad (1)$$

In cui t_p è il tempo di percorrenza dell'onda e D è la dimensione dell'elemento. Dalla velocità di trasmissione V [m/s] e dalla densità ρ [kg/m³] si ottiene il modulo elastico E :

$$E = \frac{V^2 \rho}{10000 \times 100} \text{ [MPa]} \quad (2)$$

I parametri ottenuti con i due metodi riportati sono legati alle proprietà elastiche e alla densità del materiale. Per la stima della resistenza cubica a compressione si è utilizzato il metodo combinato sclerometro-ultrasuoni mediante la formula:

$$R_s = 1,2 \times 10^{-9} \times I_r^{1,058} \times V^{2,446} \text{ [MPa]} \quad (3)$$

In cui V e I_r rappresentano rispettivamente la velocità di trasmissione delle onde ultrasoniche e l'indice di rimbalzo medio ottenuto dalle prove sclerometriche.

2.8.5.2 Risultati delle prove non distruttive

Vengono eseguite prove non distruttive su diversi punti degli edifici, da 4 a 13 posizioni diverse per edificio. I valori medi del modulo elastico ricavati da ciascuna prova per ogni edificio, con i relativi margini di variazione, sono mostrati in Tabella 2 e Tabella 3, rispettivamente come risultati delle prove ultrasoniche e come derivazione dalle battute sclerometriche. In Tabella 4 e Tabella 5 sono invece mostrati i valori ricavati di resistenza del calcestruzzo, rispettivamente come risultati del metodo combinato e delle prove sclerometriche.

I risultati delle prove non distruttive sui calce-

Tabella 2 - Modulo elastico derivante dalle prove ultrasoniche [MPa]

edificio	Max	Min	Media	c.o.v.
L3	47881	36088	42019	8.9%
L4	47051	25195	37307	25.2%
Delta 7	45597	30205	40988	14.8%
Delta 8	42571	31493	38318	8.9%
Edificio 2	37548	22922	32238	20.8%
Edificio 3	36770	28727	33286	9.0%
Edificio 9	42865	31326	35890	10.5%
Edificio 10	38485	34721	36391	4.9%

Tabella 3 - Modulo elastico derivante dalla R_{cm} [MPa], secondo la formula di Mander (Mander et al. 1988)

edificio	Max	Min	Media	c.o.v.
L3	37810	33722	35325	3.9%
L4	39077	30162	36321	11.4%
Delta 7	40305	30162	36148	10.7%
Delta 8	39077	34200	37387	4.2%
Edificio 2	38237	31736	35958	8.3%
Edificio 3	40305	32244	38007	8.2%
Edificio 9	39077	36050	37859	2.7%
Edificio 10	38237	34200	35935	4.2%

Tabella 4 - Resistenza in sito derivante dal metodo combinato [MPa]

edificio	Max	Min	Media	c.o.v.
L3	47	32	40	13.3%
L4	51	18	37	38.6%
Delta 7	51	23	40	28.6%
Delta 8	44	27	37	15.1%
Edificio 2	37	17	30	31.1%
Edificio 3	56	23	38	29.0%
Edificio 9	43	29	36	12.5%
Edificio 10	39	30	34	11.5%

Tabella 5 - Resistenza media superficiale in sito derivante dalle battute sclerometriche [MPa]

edificio	Max	Min	Media	c.o.v.
L3	44	35	38	7.9%
L4	47	28	41	21.4%
Delta 7	50	28	41	20.6%
Delta 8	47	36	43	8.3%
Edificio 2	45	31	40	15.9%
Edificio 3	50	32	45	15.6%
Edificio 9	47	40	44	5.3%

struzzi degli edifici rivelano una qualità medio-buona sia in termini di resistenza sia di modulo elastico. I coefficienti di variazione sono, con alcune eccezioni, contenuti e dimostrano una buona stabilità dei valori. Gli acciai utilizzati sono in alcuni casi a superficie liscia, in altri ad aderenza migliorata ad ulteriore conferma del fatto che la realizzazione è avvenuta in periodo di tempo molto lungo.

In conclusione si può ipotizzare che le caratteristiche dei materiali siano di livello sufficiente a garantire un comportamento adeguato degli edifici, si segnalano invece diversi casi nei quali i dettagli progettuali sono in apparente contrasto con quanto stabilito nelle recenti normative sismiche, in particolare per quanto concerne i dettagli di armatura nelle sezioni terminali degli elementi e nei nodi trave-colonna.

2.8.6 Valutazione semplificata di vulnerabilità

Come già riportato in precedenza l'edificio 10 presenta una delle situazioni più critiche riscontrate all'interno del complesso ospedaliero. Per questo motivo si è deciso di applicare a questa struttura la metodologia di valutazione semplificata sviluppata nell'ambito del progetto SAVE (Strumenti Aggiornati per la Vulnerabilità sismica del patrimonio Edilizio e dei sistemi urbani Task 2) dell'INGV-GNDT (Dolce e Moroni, 2005) al fine di stimare l'accelerazione di collasso dell'edificio e di comprendere alcune criticità della risposta. Questa procedura semplificata, assumendo un meccanismo di collasso caratterizzato da travi forti e colonne deboli (come effettivamente riscontrato durante le ispezioni dell'edificio in esame), calcola per le due direzioni principali il taglio di piano massimo corrispondente al collasso degli elementi verticali, e quindi alla formazione del piano debole, sommando il contributo dei singoli pilastri (Fig. 15 a). Quest'ultimo, valutato considerando le quantità effettive di armatura e le caratteristiche geometriche e meccaniche, è pari al minimo tra la capacità a taglio e il taglio che equilibra i momenti corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche alle estremità del pilastro, e fornisce quindi anche un'informazione sul tipo di collasso atteso. Assumendo infine una distribuzione di forze orizzontali triangolare inversa (Fig. 15 b), cioè proporzionale alla massa e alla quota di piano, la procedura valuta il coefficiente di collasso per ciascun piano, individuando il piano debole in corrispondenza del

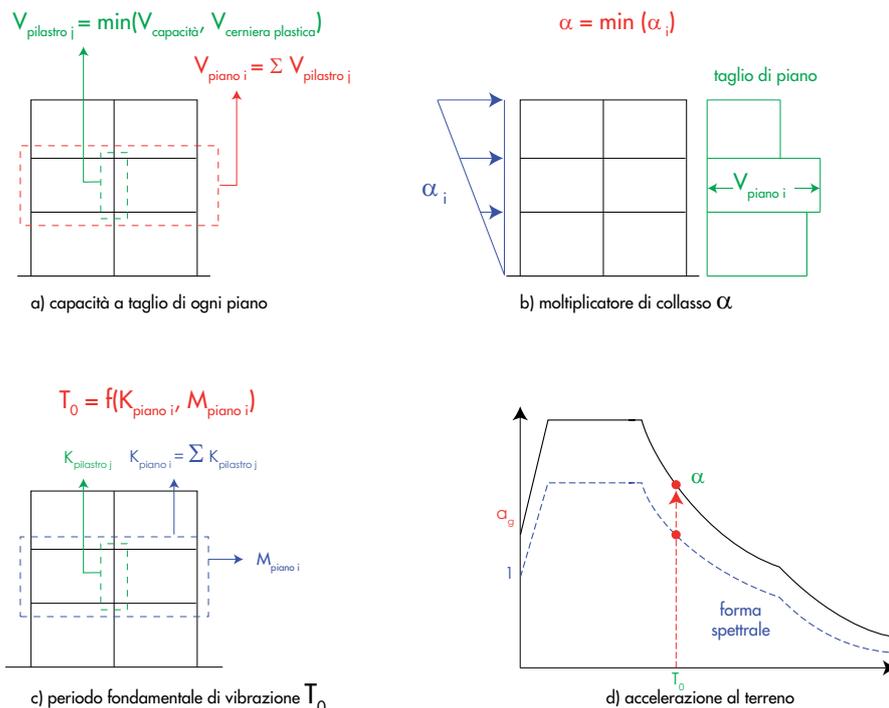
coefficiente più basso.

Per la valutazione del periodo proprio della struttura la procedura determina la rigidezza complessiva del generico piano sommando le rigidità di tutti i pilastri per ognuna delle due direzioni considerate (Fig. 15 c). Note le rigidità di tutti i piani, il periodo proprio nella direzione in esame viene valutato mediante la formula di Rayleigh (Clough e Penzien, 1975), adottando la deformata prodotta dalle forze statiche precedentemente definite. Dal periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio e dalla forma spettrale relativa alla categoria di sottosuolo del sito in esame si stima infine l'accelerazione di picco al terreno in grado di causare lo stato limite ultimo (Fig. 15 d) ed il corrispondente periodo di ritorno. Per approfondimenti si rimanda a Dolce e Moroni (2005). Nel seguito vengono riportati alcuni risultati ottenuti dall'applicazione della procedura di valutazione all'Edificio 10.

Non essendo disponibili i dettagli del progetto delle strutture, le sezioni sono state riprogettate utilizzando una procedura essenzialmente basata sulla valutazione dei carichi assiali, sui sovraccarichi previsti dalle normative degli anni '70 e sull'utilizzo del metodo delle tensioni ammissibili. Data la presenza di giunti che tagliano l'edificio, ne è stata considerata una sola porzione di dimensioni $L_x = 50$ m ed $L_y = 23.5$ m (Fig. 16).

Nella riprogettazione della struttura per quanto riguarda il calcestruzzo è stata adottata una

Fig. 15 Schematizzazione della procedura semplificata di valutazione.





resistenza a compressione caratteristica R_{ck} pari a 30 MPa, derivata dai risultati delle prove ultrasoniche e sclerometriche, alla quale corrisponde una tensione ammissibile di progetto pari a 9.75 MPa. Non è invece stato possibile effettuare prove per determinare la resistenza dell'acciaio, tuttavia dato che le barre visibili nei pilastri danneggiati sono ad aderenza migliorata e considerando l'epoca di costruzione dell'edificio è cautelativo ipotizzare un acciaio tipo FeB38K al quale corrisponde una tensione ammissibile pari a 215 MPa.

Il pilastro tipo, ottenuto dalla progettazione alle tensioni ammissibili per i soli carichi gravitazionali, presenta 8 $\phi 16$ come armatura longitudi-

nale e staffe $\phi 8$ a 2 bracci disposte con passo 20 cm come armatura trasversale.

L'armatura rilevata nei pilastri esaminati durante le ispezioni è in realtà diversa, probabilmente a causa di differenti assunzioni riguardanti l'entità dei carichi permanenti e dei sovraccarichi accidentali. Per tale motivo si è quindi deciso di effettuare un'analisi parametrica in modo da valutare la variazione dell'accelerazione di collasso in funzione dei diametri adottati. Il calcolo dell'accelerazione di collasso è inoltre stato eseguito sia considerando sia trascurando la presenza delle finestre a nastro che limitano la capacità deformativa ed aumentano la vulnerabilità a taglio (elementi tozzi) dei pilastri del piano terra.

Fig. 16
Planimetria dell'edificio 10.

Tabella 6 - Accelerazione di collasso della porzione di edificio 10 analizzata, secondo diverse ipotesi

Presenza di finestre a nastro	Diametro ferri [mm]	T_x [s]	T_y [s]	T_R [anni]	a_g [g]
SI	16	0.337	0.52	369	0.192
SI	20	0.337	0.52	608	0.235
SI	22	0.337	0.52	740	0.254
SI	24	0.337	0.52	906	0.276
NO	16	0.54	0.52	836	0.267
NO	20	0.54	0.52	1475	0.334
NO	22	0.54	0.52	1921	0.374
NO	24	0.54	0.52	2524	0.418

Nella tabella 6 vengono sinteticamente presentati i risultati ottenuti dalla procedura semplificata descritta in precedenza. Per i casi esaminati considerando l'influenza delle finestre a nastro si ottiene un valore medio di accelerazione di collasso al piede della struttura compreso nell'intervallo 0.192 g ÷ 0.276 g. Tali

valori possono essere spiegati dalla limitata resistenza globale dovuta al collasso per taglio dei pilastri interessati dallo sviluppo della finestra a nastro. Al contrario i valori di accelerazione si collocano nell'intervallo 0.267 g ÷ 0.418 g nel caso in cui si trascuri l'effetto negativo della finestra a nastro. In questa ultima configurazione le

rottore per taglio dei pilastri non hanno più luogo e si ottiene invece la formazione delle cerniere plastiche. Occorre osservare che le accelerazioni di collasso previste sono comunque inferiori ai valori registrati all'Aquila in occasione della scossa principale. Da tale considerazione si può quindi dedurre che l'edificio 10 fosse

nella condizione di raggiungere lo stato limite ultimo a causa della sollecitazione sismica, come nella realtà è avvenuto, e che una delle principali fonti di vulnerabilità fosse la presenza delle finestre a nastro che portano ad un prematuro meccanismo di collasso per taglio dei pilastri intercettati.

2.8.7 Conclusioni

Lo stato complessivo degli edifici esaminati presenta un livello di criticità eterogenea. Sono presenti edifici agibili o agibili con provvedimenti di pronto intervento, accanto a situazioni critiche localizzate relative ad edifici con danno strutturale importante o con estesi danneggiamenti alle tramezzature ed ai tamponamenti.

La valutazione del complesso ospedaliero da un punto di vista solo strutturale non è negativa, gli edifici hanno mostrato stati di danneggiamento esteso ma quasi sempre di tipo non strutturale. In molti casi quindi è ipotizzabile la riparazione con costi e tempi relativamente contenuti, tale conside-

razione è confermata anche dalla riapertura parziale avvenuta dopo poche settimane dall'evento. Sono solamente tre i casi nei quali si sono raggiunte condizioni prossime al collasso ed in ogni caso tali situazioni non hanno avuto conseguenze gravi sull'incolumità degli occupanti. Occorre però osservare che il danno non strutturale ha generato molte condizioni di pericolo per le persone e per le attrezzature e quindi ha determinato l'impossibilità di utilizzare una struttura che in situazioni di emergenza ha ovviamente un ruolo di primaria importanza dal punto di vista assistenziale. In tali termini il comportamento dell'Ospedale San Salvatore può considerarsi meno idoneo alle aspettative.

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano DG Environment della Comunità Europea, finanziatrice del progetto STEP che ha consentito di realizzare ed utilizzare l'unità mobile di rilevamento, il Dipartimento di Protezione Civile per il sup-

porto sul campo durante le fasi di ispezione ed acquisizione delle informazioni, il Comando dei Vigili del Fuoco della città dell'Aquila, l'Ing. Tursini M.A. e tutto il personale dell'Ufficio Tecnico dell'Ospedale per la disponibilità ed il supporto offerto alle squadre di rilievo.

Bibliografia

- Casarotti C., Dacarro F., Pavese A., Peloso S. (2009) - "Mobile Unit for fast experimental post-earthquake vulnerability assessment", Atti del XIII Convegno ANIDIS, Bologna.
- Clough R.W., Penzien J. (1975) - *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill.
- 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 DiSGG, Potenza.
- Gazzetta Ufficiale (1962) - "Legge 25 novembre 1962, n. 1684. Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche", GU n. 326 del 22/12/1962.
- Gazzetta Ufficiale (1964) - Legge 5 novembre 1964 n° 1224. Integrazioni della legge 25 novembre 1962, n. 1684, concernente provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Gazzetta Ufficiale (1974) - Legge 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con partico-

lari prescrizioni per le zone sismiche, GU n. 076 del 21/03/1974.

- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park, R. (1988) - "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- Ministero dei Lavori Pubblici (1969) - "Circolare 11.8.1969 N. 6090. Norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione ed il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche".
- Regio Decreto Legge (1937) - Regio Decreto Legge 22 novembre 1937 n° 2105, Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.
- UNI (2001) - UNI EN 12504-2:2001 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico.
- UNI (2005) - UNI EN 12504-4:2005 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.