

Miglioramento sismico di un edificio di Edilizia Residenziale Pubblica mediante tecnologie basate su microcalcestruzzo e materiali compositi

Luigi Alberto Marsano¹, Flavio Mastropasqua², Stefano Maringoni³, Roberto Rosignoli⁴ ■



Progettista dell'intervento:
Ing. Flavio Mastropasqua

Collaudatore statico:
Ing. Luigi Alberto Marsano

Imprese esecutrice dei lavori:
A.T.I. Manutenzioni S.r.l.
AR.F.A.TECH S.r.l.

Prodotti e tecnologie:
Tecnocem Italiana S.p.a.

Anno completamento lavori:
2012

1. Descrizione del progetto

Una corretta ed affidabile valutazione della vulnerabilità è fondamentale al fine di stimare il livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche di progetto ogni qualvolta si effettuano modifiche strutturali o della destinazione d'uso di un edificio esistente. È questo il caso della struttura descritta nella presente scheda, un'ex Caserma dei Carabinieri situata in via Ferrara 2 a Bari, realizzata negli anni '60 e recentemente trasformata in un edificio di civile abitazione per Edilizia Residenziale Pubblica.

L'accertato livello di degrado manifestatosi nel corso del tempo per insufficiente manutenzione, così come le gravi carenze dovute ai difetti esecutivi ed alle trasformazioni subite dall'edificio, unitamente alla necessità di costruire due nuovi solai "cuciti" agli esistenti, ha richiesto un'approfondita indagine conoscitiva. Attraverso tale indagine è stato ben caratterizzato lo stato di fatto ed è stato così possibile valutare in modo critico gli interventi necessari, finalizzati ad incrementare la capacità prestazionale della struttura, innalzandola ai livelli previsti dall'attuale normativa.

La normativa stessa, inoltre, nell'ambito di un approccio di tipo prestazionale, consente di utilizzare regole generali per determinare il livello di sicurezza della costruzione esistente facendo rife-

¹ Ingegnere - ✉ alberto.marsano@gmail.com

² Ingegnere - ✉ flaviomastropasqua@libero.it

³ Ingegnere - ✉ stefano.maringoni@tecnocem.it

⁴ Dottore in geologia - ✉ roberto.rosignoli@tecnocem.it

rimento gli stati limite ultimi pre- e post-intervento. Non è banale sottolineare il fatto che se da un punto di vista pratico la disponibilità di numerose tecnologie di intervento fra le quali è possibile attingere in fase di progetto favorisce una vasta gamma di soluzioni, dal punto di vista teorico essa può rendere più complessa e spesso problematica la standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto.

Con queste premesse, quindi, è stata avviata la fase conoscitiva e valutativa dell'immobile, svolta secondo le seguenti attività:

1. Analisi storico-critica;
2. Rilievo geometrico-strutturale;
3. Caratterizzazione meccanica dei materiali e dei solai di copertura;
4. Definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza;
5. Definizione delle azioni e relativa analisi strutturale dell'esistente.

Attraverso le prove in situ (pacometriche, sclerometriche, ultrasoniche, prove di carico sui solai di copertura) e in laboratorio (prove di compressione e prove di carbonatazione su carote di calcestruzzo estratte in situ, prove di trazione su campioni di ferro prelevati dalla struttura) si sono ottenute resistenze medie R_m del calcestruzzo comprese tra 13 e 16 N/mm², tensioni di snervamento del ferro liscio d'armatura f_{ym} comprese tra 280 e 330 N/mm² e tensioni di rottura f_{rm} del medesimo ferro comprese tra 390 e 500 N/mm². Inoltre è stata rilevata una carbonatazione del calcestruzzo mai inferiore a 2-3 cm, come si può riscontrare esaminando alcuni dettagli di danneggiamento riportati in Figura 1.

L'analisi storico critica ha consentito di poter verificare i calcoli statici delle strutture in calcestruzzo armato depositati presso la Prefettura di Bari in data 26/01/1968. La norma di riferimento nel calcolo delle strutture in calcestruzzo armato era all'epoca il R.D. 2229/39 che prescriveva calcestruzzi con resistenza cubica media a 28 giorni di almeno 12 N/mm² (16 N/mm² per conglomerati ad alta resistenza) e comunque almeno tripla rispetto al carico di sicurezza. Per le armature erano prescritte tensioni ammissibili pari a 140 N/mm² per acciaio dolce e 200 N/mm² per acciai semiduri e duri e, comunque, pari alla metà di quella di snervamento. Quindi i valori meccanici riscontrati sulle strutture dell'immobile, che erano perfettamente in linea con quanto le disposizioni normative richiedevano all'epoca del deposito, sono ora deficitarie rispetto a quanto richiesto dal DM 14/01/2008.

Dall'analisi dei calcoli delle strutture in calcestruzzo armato depositati, si è rilevato che i pilastri sono stati calcolati considerando i soli carichi gravitazionali. Ciò, naturalmente, è estremamente approssimativo e non garantisce

condizioni di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni di presso-flessione nonché delle azioni simiche ai vari piani. Il rilievo geometrico-strutturale ha messo in evidenza dimensioni decrescenti dei pilastri a partire dal piano di copertura sino al piano terra. Tale riduzione dimensionale e la carenza di resistenza meccanica dei materiali impiegati, non garantiva un adeguato comportamento duttile globale della struttura secondo i principi della normativa vigente. Si è infatti constatato, effettuando analisi numeriche sul modello ad elementi finiti della struttura rilevata, la formazione di cerniere plastiche sui pilastri anziché sulle travi, con possibilità di collasso mediante l'attivazione di un meccanismo di piano debole.

Stabilite le azioni agenti sulla struttura (carichi distribuiti e forze concentrate di carattere statico e dinamico, permanenti e variabili di lunga durata e sismiche) ed assoggettando a calcolo di verifica secondo l'attuale normativa i modelli desunti dal rilievo-geometrico strutturale, si sono determinate le sollecitazioni più gravose agenti sulla stessa secondo lo schema di lavoro descritto nel seguito.

Si sono definiti due modelli strutturali dell'immobile che si distinguono sostanzialmente per la schematizzazione in corrispondenza del vano scala: uno ipotizza la presenza di una struttura a travi a ginocchio in calcestruzzo armato e l'altro invece prevede setti in calcestruzzo di resistenza limitata. Il fine di questa duplice modellazione è di verificare qual è la situazione più gravosa in termini di sollecitazioni e spostamenti e, quindi, qual è la richiesta di duttilità per la struttura. L'edificio è stato progettato per una vita utile di 50 anni e per classe d'uso 2. Una volta calcolato il fattore di struttura q per le componenti orizzontali e verticale del terremoto di progetto in funzione del sistema costruttivo adottato, della classe di duttilità e della regolarità in altezza dell'edificio, si sono definiti gli spettri in pseudo-accelerazione (Figura 2).

Si riportano nelle Figure 3 e 4, inoltre, i modelli f.e.m. della struttura, realizzati mediante elementi *beam* a comportamento lineare per travi e pilastri ed elementi *shell* a comportamento lineare per solai e, limitatamente al Modello A, per i setti del vano scala.

Con riferimento al Modello B, gli spostamenti massimi riscontrati in sommità allo SLU sono dell'ordine dei 5 cm (Figure 5a e 5b, rispettivamente per il sisma agente lungo X e Y). Più penalizzante è risultata invece la distribuzione delle sollecitazioni, i cui massimi di momento e taglio (Figure 6a, 6b e 7a per il Modello B) sono localizzati in corrispondenza delle zone maggiormente rigide. Un'ulteriore informazione, legata alla distribuzione dei momenti massimi in

caso statico, è riportata in Figura 7b.

Dopo aver effettuate le analisi sui modelli così definiti ed aver individuato gli elementi maggiormente sollecitati per ciascuna delle due configurazioni strutturali, si è ritenuto necessario progettare interventi di rinforzo finalizzati ad accrescere la capacità resistente e la duttilità delle parti strutturali (travi a flessione e taglio, pilastri a pressoflessione deviata) oltre a risanare il degrado riscontrato e conferire durabilità alle strutture rinforzate.

L'intervento adottato è consistito sia nell'incamiciatura dei pilastri di struttura con Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (UHPFRCC), microcalcestruzzo fibrorinforzato colabile REFOR-tec[®], sia nel placcaggio delle superfici intradossali delle travi mediante tessuto/lamine in fibra di carbonio applicate per mezzo di resine a base epossiaminica, indurenti a temperatura ambiente.

L'intervento progettato ha tenuto conto dei seguenti fattori ed esigenze, valutati criticamente:

- necessità di preservare l'integrità architettonica dell'esistente;
- garantire un'opportuna durabilità dell'intervento;
- compatibilità con i materiali costituenti la struttura;
- livello di invasività dell'intervento;
- rapporto costi/benefici (-40% rispetto a un intervento di demolizione e ricostruzione, Figura 8);
- tempistiche di esecuzione dell'intervento (40% rispetto a un intervento di demolizione e ricostruzione, Figura 8).

In particolare, per quanto riguarda la decisione di non ricorrere ad un intervento di demolizione e ricostruzione, bensì ad uno di rinforzo, si è valutato come quest'ultimo fosse più efficace in termini di:

- riduzione dei rischi legati al danneggiamento dei fabbricati adiacenti esistenti;
- riduzione dei rischi per le maestranze;
- esclusione della necessità di ricorrere a siti ricettori per i materiali derivanti dalla demolizione;
- la struttura rinforzata, se ben progettata, può acquisire i livelli di resistenza, rigidità e durabilità richiesti.

2. Interventi sui pilastri

L'intervento di rinforzo dei pilastri, sollecitati prevalentemente a pressoflessione deviata, è consistito nel creare un'incamiciatura in UHPFRCC senza armature aggiuntive. Le elevate caratteristiche fisico-meccaniche del microcalcestruzzo fibro-rinforzato utilizzato hanno permesso di contenere lo spessore della camicia collaborante in soli 30 mm. Da un punto di vista

strutturale, si è creato un rinforzo omogeneo in grado di fornire un effetto di confinamento aggiuntivo al pilastro, incrementandone la resistenza flessionale e, potenzialmente, anche la duttilità della sezione di base. In aggiunta, il rinforzo è dotato di adeguata resistenza al carico d'incendio, come dimostrato da prove sperimentali eseguite presso l'Università di Liège. La durabilità dell'incamiciatura è elevata rispetto ai materiali tradizionali grazie alla protezione nei confronti della corrosione assicurata dall'utilizzo di leganti speciali, microsilici nanometriche ad elevata reattività, additivazioni multifunzionali e il basso rapporto acqua/cemento.

Le fasi applicative hanno previsto dapprima la scarifica meccanica e la pulizia del supporto in calcestruzzo, per una profondità sufficiente a rimuovere tutte le parti degradate ed ottenere un buon grado di rugosità superficiale necessario a garantire una corretta adesione della cappa collaborante (Figura 9). Quindi si è proceduto al getto di microcalcestruzzo dopo aver opportunamente predisposto casseri lisci staffati ogni 30-40 cm per contenere la spinta del prodotto colato (la procedura completa è indicata nelle Figure da 10 a 12). Il notevole livello di resistenza a presso-flessione raggiunto è riportato in Figura 13, dove il dominio M-N (momento vs. azione assiale) di un pilastro-tipo è confrontato con le sollecitazioni di progetto agenti.

3. Interventi sulle travi

Le travi, prevalentemente sollecitate a flessione con momento positivo in campata e negativo agli estremi, sono state rinforzate prevedendo il seguente schema: a) applicazione di lamine in FRP in corrispondenza dell'intradosso; b) fasciature con tessuto di FRP, in corrispondenza delle estremità, anche allo scopo di meglio assorbire gli sforzi di taglio.

Questo tipo di intervento, caratterizzato dall'elevata resistenza a trazione del materiale FRP, abbinata alla leggerezza, facilità e velocità di applicazione da parte di personale esperto, può rappresentare una valida alternativa ai tradizionali sistemi metallici di rinforzo flessionale delle strutture, con il vantaggio aggiuntivo di non avere problemi di corrosione.

In sintesi, i benefici individuati in fase di progetto dell'intervento sono:

- incremento della resistenza a flessione di travi e pilastri mediante l'applicazione di fasce (o lamine) aventi le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate;
- incremento della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro

(rinforzo a taglio);

- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, sempre mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro.

Le fasi applicative hanno previsto la preliminare scarificazione del supporto per rimuovere le parti degradate di calcestruzzo, la pulitura delle superfici e l'ottenimento di un grado di rugosità superficiale necessario a garantire la massima adesione dello stesso. Successivamente si è applicato il primer in modo uniforme su tutta la superficie interessata e si è quindi proceduto alla stesa dell'adesivo (resina epossiamminica) con spatola sulla lamina, per poi applicare la lamina sul supporto puntellandola opportunamente sino a indurimento avvenuto (almeno 24 ore a 20°C). Quindi si è proceduto all'applicazione del tessuto di FRP in prossimità degli appoggi facendolo aderire al supporto e impregnandolo di adesivo epossidico con rullo tendifibra in acciaio a pelo corto, passato con continuità fino a rendere lucida la superficie del tessuto. Come previsto dalla norma CNR-DT200/2004, "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati", per l'elemento rinforzato, in modo cautelativo, non si è considerato un incremento della capacità di calcolo, dovuto al solo FRP, superiore al 60% di quella dell'elemento non rinforzato, evitando così picchi tensionali che avrebbero potuto favorire la delaminazione tra calcestruzzo e adesivo, con conseguente perdita di aderenza delle lamine/tessuto al supporto.

Nelle Figure da 14 a 18 sono rappresentate le fasi relative all'applicazione del rinforzo sulle travi. In Figura 19, invece, una vista dall'esterno dell'edificio rinforzato.

4. Conclusioni

Gli interventi di rinforzo strutturale eseguiti, sui pilastri e le travi, hanno consentito di accrescere

la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni a cui potranno essere assoggettate durante l'esercizio oltre a risanare il degrado riscontrato e ad adeguare sismicamente lo stabile in adempimento al par. 8.4.2 del D.M. 14.01.2008 e garantire sicurezza nell'uso residenziale a cui il fabbricato è destinato.

Nei casi in cui la richiesta strutturale va oltre l'esigenza di migliorare il comportamento flessionale ed integrare l'armatura, la soluzione adottata per i pilastri può essere adottata anche per le travi, consentendo contemporaneamente di incrementare la resistenza flessionale dell'elemento strutturale, migliorare la durabilità e garantire resistenza al fuoco della struttura.

A conclusione della descrizione del lavoro effettuato, si riportano i dettagli dei risultati di prova riscontrati da laboratorio ufficiale sui provini prelevati durante le operazioni di getto, la cui maturazione è avvenuta in cantiere, in modo da riprodurre fedelmente le condizioni di maturazione dei getti. La resistenza a compressione è risultata essere superiore a 100 N/mm² (di gran lunga superiore ai valori inseriti nel calcolo strutturale, Tabella 1). I risultati delle prove a flesso-trazione, caratterizzati da un valore medio maggiore di 35 N/mm² (Tabella 2), sono risultati mediamente superiori rispetto ai valori di scheda tecnica.

La caratterizzazione del materiale a trazione è effettuata mediante prove di flessione su 4 punti (Four Point Bending Test) o prove di trazione diretta su "osso di cane". Si riportano in Tabella 3 e nelle Figure da 20 a 22 i risultati di alcune prove eseguite con metodo combinato (sclerometro e ultrasuoni) sulla struttura rinforzata.

È da notare che in fase di collaudo statico, i pilastri sono stati sottoposti a prove non distruttive sclerometriche e ultrasoniche, i cui risultati hanno permesso di rilevare che la resistenza a compressione del rinforzo in micro-calcestruzzo, desunto con la correlazione RILEM, sono coerenti con i risultati di resistenza a compressione ottenuti sui provini prelevati durante le operazioni di getto (Tabella 4).

Bibliografia

- Rosignoli D., Maringoni S., Ianni G. (2013) - Materiali Cementizi innovativi per il rinforzo Strutturale e l'adeguamento Sismico, Il Giornale dell'Ingegneria n. 8, Agosto 2013.
- Rosignoli D., Rosignoli F., Martinola G., Maringoni S., Mostosi S. (2014) - Structural Reinforcement and Seismic Retrofitting with UHPFRCC, special formulation Jacketing of 1930 building R.C. structural elements, Fourth International fib Congress "Improving Performance of Concrete Structures", Mumbai, India, 10-14 February 2014.

Maringoni S., Mostosi S., Meda A., Riva P. (2011) - Shear strengthening of RC beams with high performance jacket, fib Symposium, Prague, 2011.

Rosignoli D., Rosignoli R. (2013) - Adeguamento sismico con rinforzo di pilastri e nodi tramite incamiciatura con UHPFRCC (Ultra high performance fiber reinforced cementitious composites) dell'Ospedale di Castel di Sangro (AQ), Case history Tecnochem Italiana.

Costanzo S. (2013) - Uso di calcestruzzi fibrorinforzati per l'adeguamento di edifici esistenti, Tesi di Laurea, Università degli studi di Napoli Federico II.



Figura 1
Valutazione dello stato di fatto, dettagli riguardanti la carbonatazione del calcestruzzo degli elementi strutturali, la perdita di copriferro e l'ossidazione dei ferri di armatura esposti.

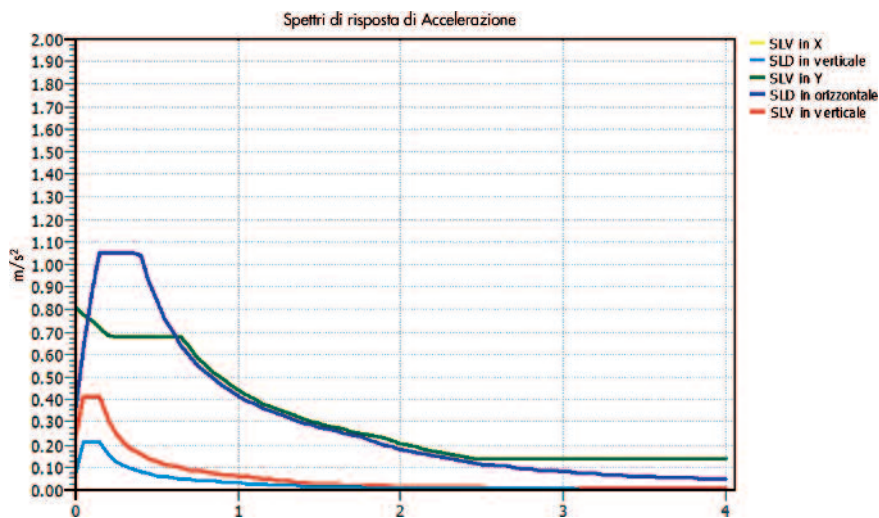


Figura 2
Spettri di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e di danno (SLD).

Figura 3
Modello A della struttura,
caratterizzato dalla
presenza di setti portanti in
corrispondenza del vano
scala.

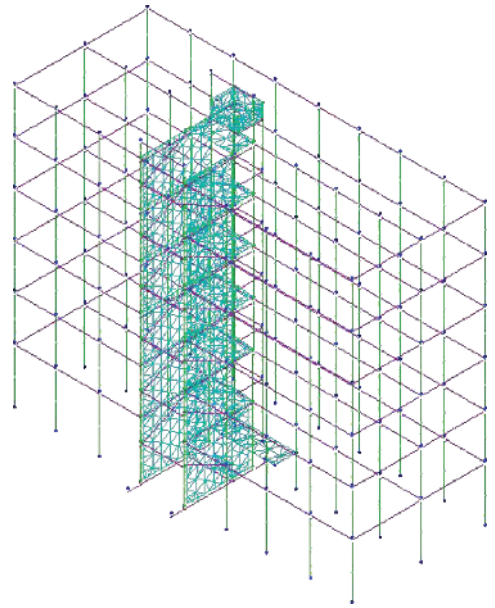
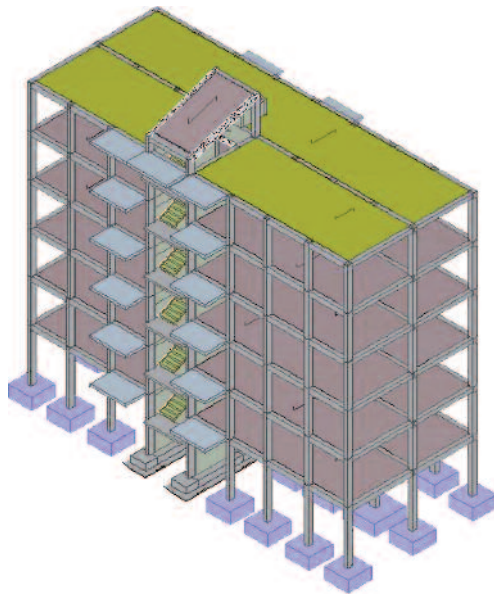


Figura 4
Modello B della struttura,
caratterizzato dalla
presenza di travi a
ginocchio in corrispondenza
del vano scala.

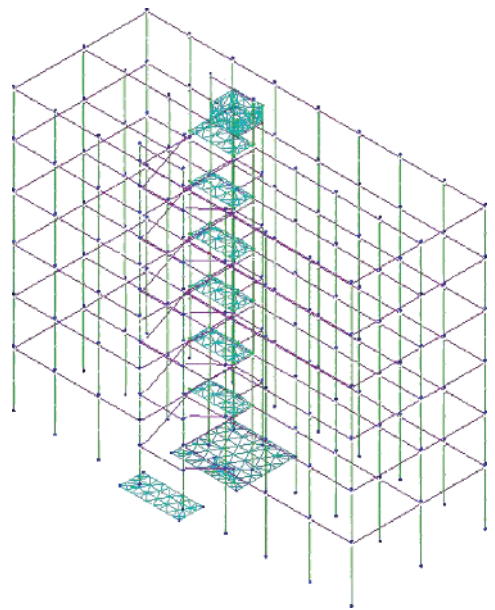
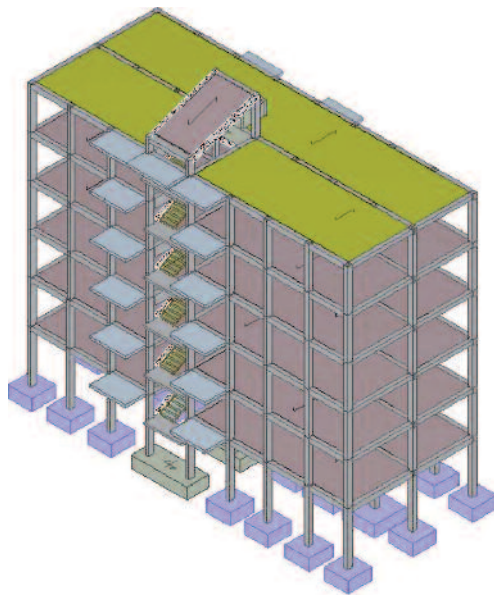
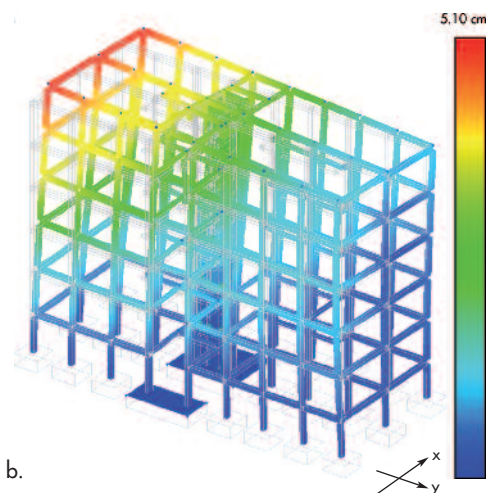
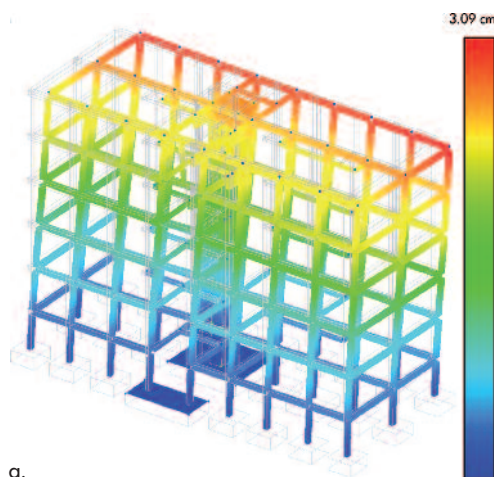


Figura 5
Modello B:
Spostamenti allo SLU per
effetto del sisma a) Lungo X;
b) Lungo Y.



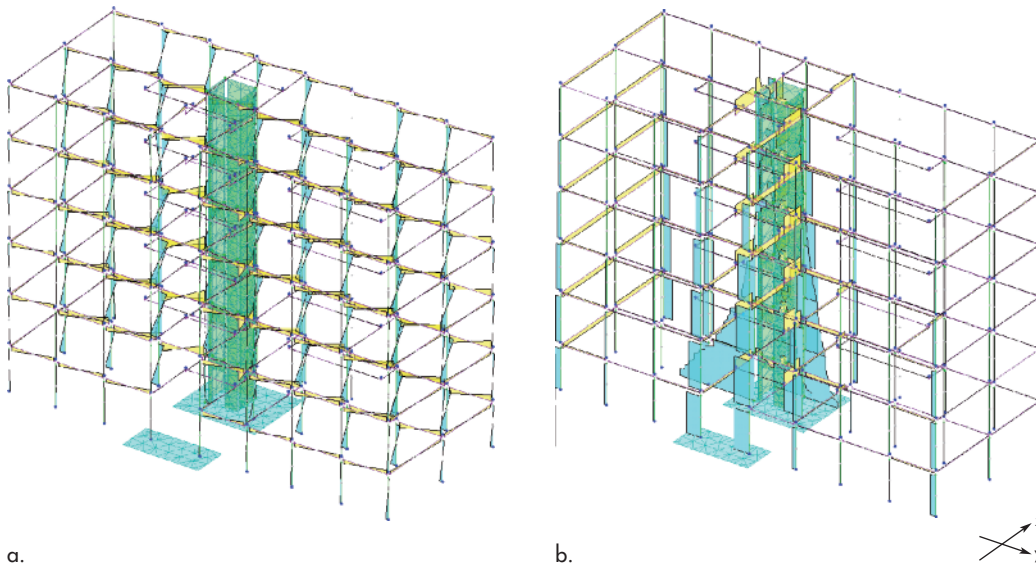


Figura 6
a) Momento max allo SLU per sisma in dir X magg,
b) Sforzo normale max allo SLU per sisma in dir Y min.

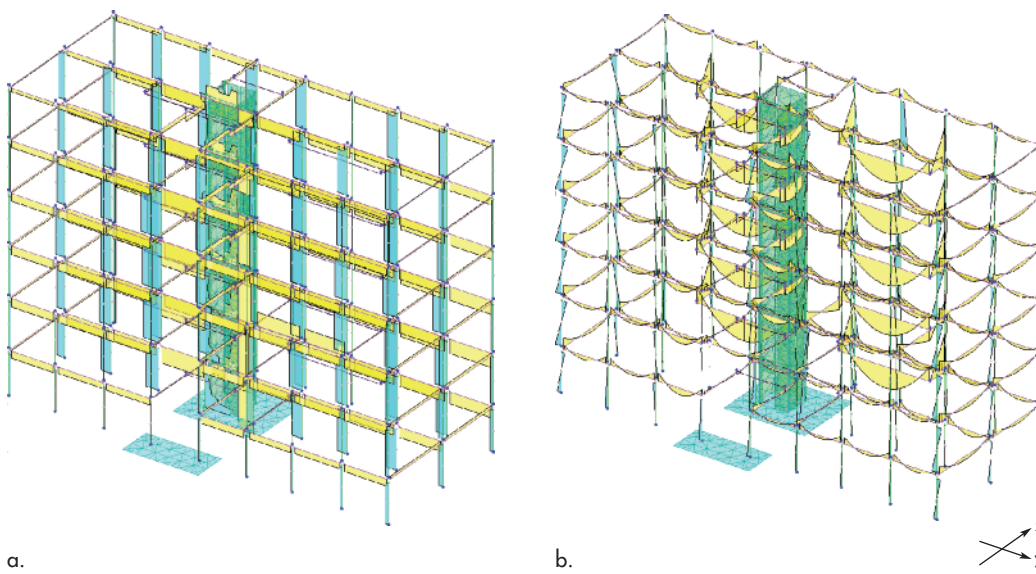


Figura 7
Modello B:
a) Taglio massimo allo SLU dovuto al sisma lungo X;
b) Momento massimo per effetto dei carichi statici.

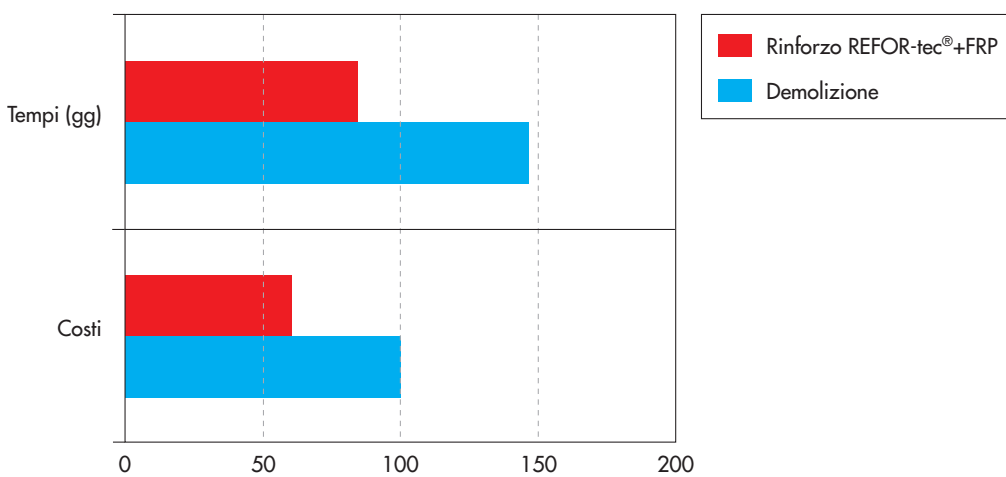


Figura 8
Comparazione degli interventi di demolizione e di rinforzo in termini di tempi e costi.

Figura 9
Rinforzo dei pilastri:
preparazione della
superficie di supporto dei
pilastri tramite bocciardatura
(a sinistra).



Figura 10
Rinforzo dei pilastri:
casseratura con staffe di
contenimento (a destra).



Figura 11
Rinforzo dei pilastri:
colaggio del
microcalcestruzzo
fibrorinforzato mediante foro
sul solaio (a sinistra).



Figura 12
Rinforzo dei pilastri:
scasseratura e protezione
con telo impermeabile dei
pilastri di piano terra
(a destra).



Figura 13
Dominio a pressoflessione
di un pilastro-tipo esistente
(linea rossa) e di uno
rinforzato (linea azzurra),
confrontate con le azioni di
progetto.

Dominio	valori M (y)	0	MEyd	MEzd
			(kN)	56.644
sollecitanti	valori N (x)	486.259	116.141	116.141

■ ▲ ●

DOMINIO M-N pilastro rinforzato con Microcalcestruzzo fibrorinforzato Refor-tec GF5 ST-HS

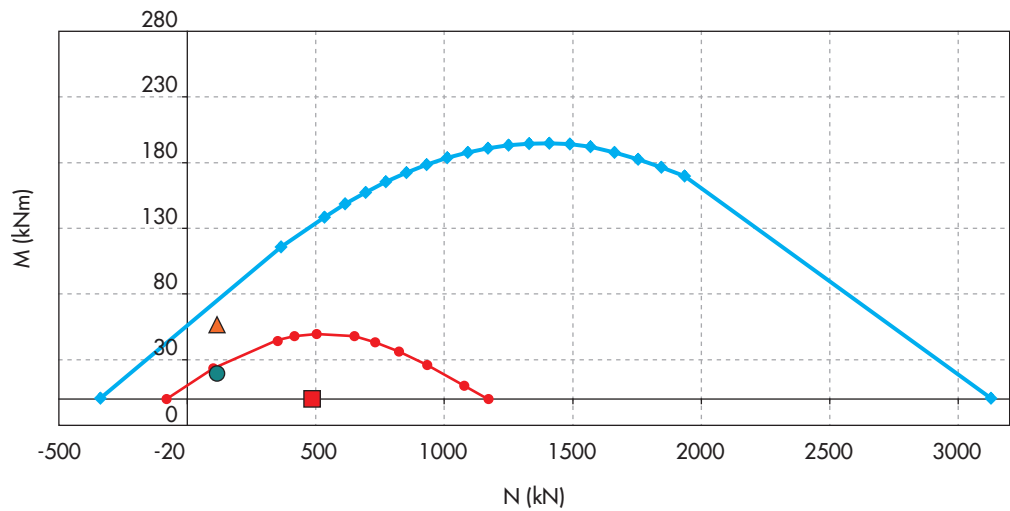




Figura 14
Rinforzo delle travi: stesura del primer epossiamminico sul supporto di calcestruzzo (a sinistra).

Figura 15
Rinforzo delle travi: stesura di adesivo tixotropico epossiamminico su lamine in carbonio (a destra).



Figura 16
Rinforzo delle travi: puntelli di sostegno posizionati durante le prime fasi di asciugatura della resina (a sinistra).

Figura 17
Rinforzo delle travi: stesura di adesivo epossiamminico per l'incollaggio dei tessuti in carbonio (a destra).



Figura 18
Vista complessiva del rinforzo strutturale dei pilastri e delle travi.



Figura 19
Vista dall'esterno dell'edificio rinforzato.

Tabella 1 - Risultati delle prove a compressione

RISULTATI DELLE PROVE A COMPRESSIONE ⁽³⁾:

N.	SIGLA	DATA PRELIEVO DICHIARATA (1)	POSIZIONE IN OPERA (1)	DIMENSIONI			MASSA (kg)	SEZ. (mm ²)	RESIST. A COMPR. (N/mm ²)	RESIST. MEDIA (N/mm ²)	DATA PROVA	TIPO DI ROTT. (2)
				B (mm)	L (mm)	H (mm)						
1	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	40	40	0.140	1600	96,32	117,78	14/12/11	RE
2	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	40	40	0.150	1600	123,94		14/12/11	RE
3	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	40	40	0.140	1600	131,43		14/12/11	RE
4	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	40	40	0.140	1600	133,19		14/12/11	RE
5	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	41	40	0.160	1600	106,61		14/12/11	RE
6	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	40	40	0.150	1600	115,16		14/12/11	RE
7	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	40	40	0.150	1600	141,66	127,22	14/12/11	RE
8	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	40	40	0.140	1600	119,38		14/12/11	RE
9	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	41	40	0.150	1600	110,92		14/12/11	RE
10	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	40	40	0.140	1600	126,17		14/12/11	RE
11	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	40	40	0.140	1600	139,55		14/12/11	RE
12	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	40	40	0.140	1600	125,65		14/12/11	RE
13	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	40	40	0.140	1600	101,27	101,95	14/12/11	RE
14	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	40	40	0.160	1600	98,07		14/12/11	RE
15	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	40	40	0.150	1600	122,59		14/12/11	RE
16	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	40	40	0.150	1600	100,70		14/12/11	RE
17	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	40	40	0.140	1600	83,12		14/12/11	RE
18	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	41	40	0.150	1600	105,93		14/12/11	RE

(1) Dati forniti dal richiedente le prove

(2) Rottura: RE= Regolare; NRE= Non Regolare

(3) I campioni sono stati ricavati dai campioni precedentemente testati nelle prove a flessione, secondo le modalità descritte dalla norma di riferimento.

Tabella 2 - Risultati delle prove a flessione-trazione

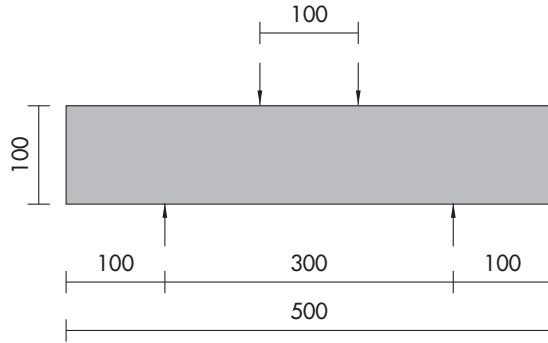
RISULTATI DELLE PROVE A FLESSIONE:

N.	SIGLA	DATA PRELIEVO DICHIARATA (1)	POSIZIONE IN OPERA (1)	DIMENSIONI			MASSA (kg)	SEZ. (mm ²)	RESIST. A FLESS. (N/mm ²)	RESIST. MEDIA (N/mm ²)	DATA PROVA	TIPO DI ROTT. (2)
				B (mm)	L (mm)	H (mm)						
1	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	160	40	0.620	1600	30,28	32,92	13/12/11	RE
2	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	160	40	0.610	1600	36,23		13/12/11	RE
3	A	07/09/11	Pilastrini Piano Terra	40	160	40	0.620	1600	32,25		13/12/11	RE
4	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	160	40	0.600	1600	41,58	41,56	13/12/11	RE
5	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	160	40	0.620	1600	44,84		13/12/11	RE
6	B	12/09/11	Pilastrini 1° Piano	40	160	40	0.620	1600	38,27		13/12/11	RE
7	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	160	40	0.610	1600	38,27	35,91	13/12/11	RE
8	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	160	40	0.610	1600	35,25		13/12/11	RE
9	C	21/09/11	Pilastrini 2° Piano	40	160	40	0.610	1600	34,22		13/12/11	RE
10	D	29/09/11	Pilastrini 3° Piano	40	160	40	0.610	1600	35,79	35,58	13/12/11	RE
11	D	29/09/11	Pilastrini 3° Piano	40	160	40	0.600	1600	33,84		13/12/11	RE
12	D	29/09/11	Pilastrini 3° Piano	40	160	40	0.610	1600	37,10		13/12/11	RE
13	E	10/10/11	Pilastrini 4° Piano	40	160	40	0.620	1600	36,33	36,47	13/12/11	RE
14	E	10/10/11	Pilastrini 4° Piano	40	160	40	0.610	1600	31,17		13/12/11	RE
15	E	10/10/11	Pilastrini 4° Piano	40	160	40	0.620	1600	41,91		13/12/11	RE
16	F	21/10/11	Pilastrini 5° Piano	40	160	40	0.610	1600	31,80	29,64	13/12/11	RE
17	F	21/10/11	Pilastrini 5° Piano	40	160	40	0.620	1600	30,00		13/12/11	RE
18	F	21/10/11	Pilastrini 5° Piano	40	160	40	0.610	1600	27,12		13/12/11	RE

(1) Dati forniti dal richiedente le prove

(2) Rottura: RE= Regolare; NRE= Non Regolare

Tabella 3 - Risultati delle prove a flessione su quattro punti su campioni (10 x 10 x 50 cm)



REFOR-tec® GF5/ST-HS Scadenza 28 gg.	Carico Massimo	Carico di prima fessurazione	Resistenza a flessione di picco	Resistenza a flessione di prima fessurazione	Resistenza a trazione di picco	Resistenza a trazione di prima fessurazione	Resistenza a compressione
	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[MPa]
1	48.16	23.84	14.48	7.15	9.67	4.81	128.0
2	52.79	20.17	15.84	6.05	10.57	4.04	132.3
3	41.75	21.65	12.53	6.50	8.36	4.34	129.5
4	41.92	24.09	12.57	7.23	8.4	4.83	136.0
5	43.37	23.67	13.03	7.10	8.70	4.74	133
6	56.29	29.24	16.89	8.77	11.18	5.86	145.0

P_{max} Carico massimo

P_{if} Carico di prima fessurazione

f_{max} Resistenza a flessione di picco $f_p = \frac{P_{max} \cdot l_{fp}}{b_{fp} \cdot h_{fp}^2}$

f_{if} Resistenza a flessione di prima di prima fessurazione $f_p = \frac{P_{max} \cdot l_{fp}}{b_{fp} \cdot h_{fp}^2}$

l_{fp} Distanza tra i supporti (300 mm)

b_{fp}, h_{fp} Dimensioni laterali del provino (100 mm)

$f_{tmax} = \frac{f_p}{\beta(h)}$ → Resistenza a trazione in corrispondenza del carico di picco

dove $\beta(h) = \frac{25 + 2 \cdot h^{0.7}}{2 \cdot h^{0.7}}$; h = altezza del provino (100 mm)

$f_{tif} = \frac{f_{if}}{\beta(h)}$ → Resistenza a trazione in corrispondenza del carico di prima fessurazione

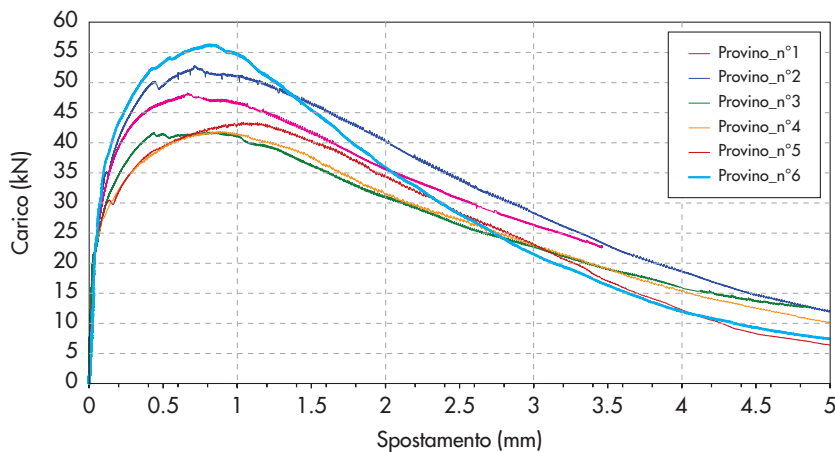


Figura 20
Curve carico vs.
spostamento dei provini
sottoposti a prova di
flessione su quattro punti.

Figura 21
Schema di prova di trazione diretta su "ossi di cane".

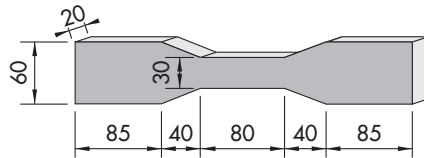


Figura 22
Curve carico vs. spostamento dei provini sottoposti a prova di trazione diretta.

Diagram-over view:

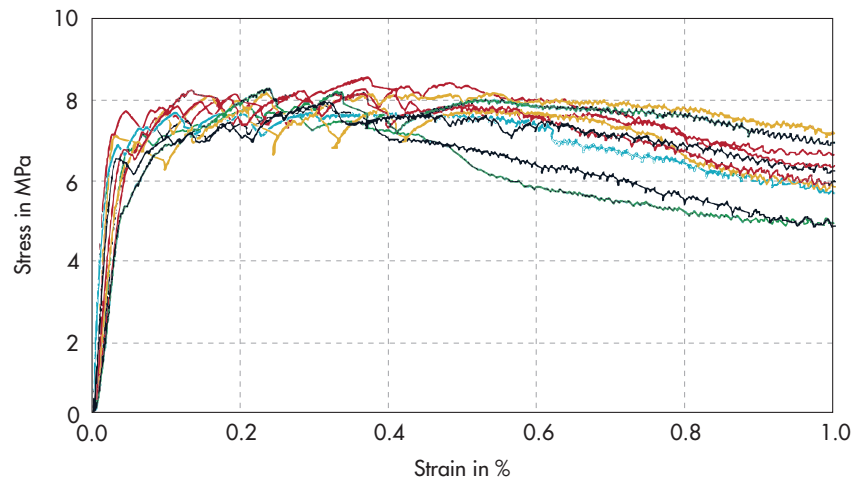


Tabella 4 - Risultati delle prove non distruttive sui pilastri durante la fase di collaudo statico

		Indice sclerom.	Velocità ultras.	Rsk
Pilastro 7	Piano terra	53.2	5000 m/s	100.1 N/mm ²
Pilastro 11	Piano terra	54.1	4737 m/s	89.0 N/mm ²
Pilastro 12	Piano primo	49.7	5000 m/s	91.1 N/mm ²
Pilastro 17	Piano primo	50.3	5294 m/s	107.5 N/mm ²
Pilastro 11	Piano secondo	52.7	4737 m/s	85.8 N/mm ²
Pilastro 13	Piano secondo	50.1	5625 m/s	125.1 N/mm ²
Pilastro 15	Piano terzo	49.8	5625 m/s	124.0 N/mm ²
Pilastro 13	Piano quarto	49.8	6000 m/s	146.8 N/mm ²