

INFLUENZA DELLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO SULLA VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DINAMICHE DI EDIFICI IN C.A.

A. Masi¹, M. Mucciarelli¹, M.R. Gallipoli^{1,2}, M. Vona¹

1 DiSGG- Università degli studi della Basilicata, Potenza

2 IMAA - CNR, Tito Scalo, Potenza

INTRODUZIONE

Nell'ambito di una convenzione tra Regione Basilicata e DiSGG dell'Università di Basilicata è stata effettuata una estesa campagna di misure finalizzate alla valutazione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle caratteristiche dinamiche di alcuni edifici in c.a. situati nel comune di Melfi, in provincia di Potenza, da sottoporre a valutazione di vulnerabilità. Le proprietà dei materiali sono state indagate con prove distruttive (PD) e non distruttive (PnD) mentre, per l'individuazione della frequenza fondamentale degli edifici, sono state impiegate due differenti metodologie, la tecnica HVSR (Horizontal-to-Vertical Spectra Ratio) e la tecnica SSR (Standar Spectral Ratio) utilizzando dati di terremoti e di rumore ambientale.

Il confronto tra le due tecniche, utilizzando i diversi tipi di dati, è stato effettuato su due edifici campione rappresentativi delle due tipologie edilizie di base. Le registrazioni dei terremoti sono state eseguite con una coppia di accelerometri Kinematics Etna posizionati rispettivamente al livello del piano terra e dell'ultimo piano. Sul primo edificio, nel limitato tempo a disposizione non si sono registrati terremoti, ma alcune intense raffiche di vento hanno consentito la registrazione di accelerazioni dell'ordine dei millesimi di g. Sul secondo edificio sono stati registrati, contemporaneamente al piano terra ed al piano più alto, alcuni terremoti locali di bassa magnitudo che hanno raggiunto accelerazioni dell'ordine dei centesimi di g in testa all'edificio. Le misure di rumore ambientale sono state condotte con un tromometro digitale (Tromino) negli stessi siti di posizionamento degli accelerometri. Il confronto dei risultati ottenuti da dati di terremoti con quelli ottenuti dalle misure ambientali ha consentito la validazione dei risultati ottenuti con le misure di microtremori e di estendere questo tipo di misure, più speditive e di facile esecuzione, ad ogni piano lungo la stessa verticale e, all'ultimo piano, in punti diversi. Con questa configurazione di misure elaborate con l'analisi HVSR è stato possibile stimare le frequenze del primo e, in alcuni casi, anche del secondo modo di vibrare nelle direzioni longitudinale, trasversale e rotazionale. Le misure effettuate hanno evidenziato delle variazioni dell'ampiezza della frequenza fondamentale ai livelli intermedi attribuibili sia alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, estremamente variabili da un livello all'altro, che alla distribuzione delle tamponature ed alla loro interazione con la struttura intelaiata. Tale approccio potrebbe risultare efficace nella predizione delle caratteristiche dinamiche fondamentali degli edifici e a individuare a priori delle criticità nelle caratteristiche dei materiali e delle strutture nel passare da un piano all'altro. Verificata la buona capacità predittiva delle misure speditive, al fine di caratterizzare gli altri edifici, sono state effettuate ulteriori misure di microtremori che, a

parità di tipologia, hanno fornito frequenze stimate molto vicine a quelle ottenute per i due edifici campione.

1 DESCRIZIONE DEGLI EDIFICI E DELLE INDAGINI SPERIMENTALI

Il complesso residenziale oggetto del presente lavoro è stato progettato tra il 1977 e il 1978, facendo riferimento alle norme sismiche previste nel D.M. 3 marzo 1975, considerando le azioni sismiche della I categoria in cui il comune di Melfi era all'epoca classificato. La realizzazione è avvenuta tra la fine degli anni settanta (i progetti sono stati depositati nel marzo del 1978) e l'inizio degli anni ottanta (alcuni edifici sono stati resi disponibili a seguito del sisma del 23 novembre 1980). In fase di progetto le azioni sismiche furono tutte assegnate ad un nucleo irrigidente in c.a. mentre i restanti elementi strutturali (travi e pilastri) furono progettati per sopportare i soli carichi gravitazionali. L'intero complesso residenziale in esame si compone di 14 edifici situati in quella che, nel periodo di realizzazione, era la parte di espansione del comune di Melfi, suddivisi in due lotti a breve distanza l'uno dall'altro.

Dal punto di vista morfologico sono chiaramente individuabili due tipologie prevalenti (Fig. 1). La prima presenta una struttura sostanzialmente regolare sia in pianta che in elevazione. Sul prospetto principale, al piano terra, è generalmente presente un portico, mentre nella parte posteriore sono presenti gli accessi ai locali adibiti a garage. La seconda tipologia presenta una notevole irregolarità strutturale in pianta ed in elevazione essendo caratterizzata da una forma non simmetrica e da uno sfalsamento dei solai tra la parte destra e la parte sinistra del fabbricato. Al piano terra è generalmente presente, sul prospetto principale, un portico con accesso ai garage, mentre nella parte posteriore non vi sono, in genere, accessi ai locali. Rispetto a tali tipologie di base sono presenti delle varianti in cui le differenze più significative sono relative alle coperture (sempre a falde inclinate), alle dimensioni in pianta delle maglie strutturali ed al numero di piani complessivo. Inoltre, con riferimento alla seconda delle tipologie edilizie di base, alcuni edifici presentano le piante ribaltate rispetto al vano scala.

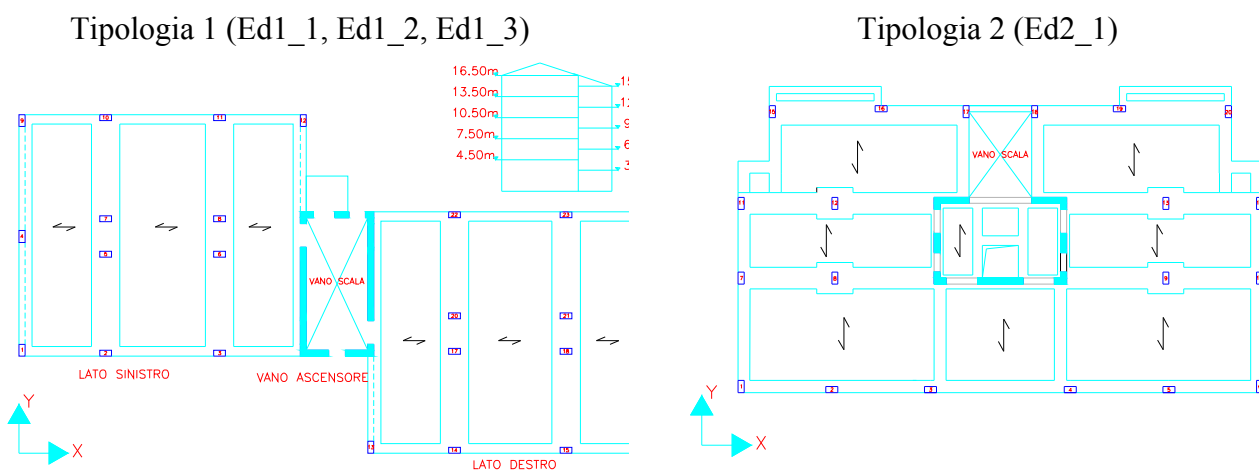


Figura 1. Pianta piano tipo delle due tipologie di base: irregolare (a sinistra) e regolare

Gli edifici in esame si sviluppano per un numero di livelli fuori terra variabile da 4 a 6, più un piano di sottotetto ed una copertura a falde inclinate. L'altezza di interpiano, costante, è pari a 3.00 m tranne che nel piano terra delle tipologie asimmetriche per le

quali, in genere, l'altezza di uno dei due lati dell'edificio è pari a 4.50 m. Ad ogni livello sono presenti due appartamenti nella tipologia simmetrica ed uno soltanto in quella asimmetrica. L'accessibilità verticale è garantito da un vano scala realizzato mediante solette in c.a. ed un ascensore situato in posizione centrale rispetto alla pianta dell'edificio. Il vano ascensore è ricavato all'interno del nucleo di irrigidimento centrale oppure in adiacenza allo stesso a seconda della tipologia. Le fondazioni dei pilastri risultano essere realizzate da plinti rettangolari tra loro connessi mediante travi. Ogni plinto è poggiato su pali con lunghezza di circa 12.00 m. Il nucleo di irrigidimento è fondato su di una piastra poggiata su pali. I pilastri hanno generalmente dimensione 0.25x0.50 m tranne che in alcuni pilastri centrali del piano terra in cui le dimensioni sono pari a 0.30x0.50 m o 0.40x0.50 m. I setti del nucleo, in posizione centrale, hanno spessore di 0.25 m. Il collegamento tra le varie pareti del nucleo è realizzato, a livello di piano mediante travi emergenti poco o per nulla armate. Nella restante parte degli edifici non è presente un sistema resistente disposto in due direzioni ortogonali quindi il collegamento tra i pilastri è garantito soltanto nei casi in cui le travi siano necessarie a portare il carico dei solai di piano. Inoltre, in corrispondenza dei telai perimetrali, sono presenti dei cordoli di chiusura, deputati a sostenere le tamponature esterne, realizzati mediante travi a spessore di dimensione 0.50x0.21 m. Le travi portanti i solai sono generalmente realizzate a spessore di solaio ed hanno dimensioni variabili da 0.80x0.21 fino a 1.20x0.21m. I solai hanno uno spessore di 0.21 m, realizzati mediante soletta in c.a. di 0.05 m e travetti in c.a.p. di altezza 0.16 m disposti ad interasse pari a 0.80 m. Infine, le tamponature sono realizzate con blocchi di calcestruzzo alleggerito con argilla espansa. Sugli edifici in esame sono state condotte delle indagini sperimentali in situ ed in laboratorio volte sia a caratterizzare i materiali sia ad identificare alcune caratteristiche comportamentali dell'edificio stesso. Di seguito si riporta (tabella 1) una sintesi delle indagini e prove effettuate con riferimento ai 4 edifici in cui sono state condotte delle indagini finalizzate a valutarne le caratteristiche dinamiche.

Edificio	N.Piani	Imp.	Elem.	Tipologia PnD			N° Carotaggi	dianmica	
				Ind. Pacom.	Ultrasuoni	Sclerometro		HVSR	Reg. Accel.
Ed1_1	5	10	Pilastri	12	40	40	7	Si	Si
			Travi	10	22	22	5		
			Setti	12	14	14	7		
Ed1_2	5	10	Pilastri	Estese	Tutti	Tutti	9	Si	-
			Setti	Estese	Tutti	Tutti	5		
			Travi				9		
Ed1_3	5	10	Pilastri	Estese	24	24	11	Si	-
			Setti	Estese	15	15	1		
			Travi	Estese	0	0	7		
Ed2_2	5	5	Pilastri	10	23	23	5	Si	Si
			Travi	10	15	15	5		
			Setti	10	10	10	5		

Tabella 1. Tipo e numero di indagini eseguite.

2 LA STIMA DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO

Per consentire la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in situ sono stati adoperati metodi di indagine di tipo distruttivo e non distruttivo. Si è quindi fatto ricorso ad una metodologia di indagine combinata in cui le indagini distruttive,

necessariamente limitate, sono state affiancate da un'ampia campagna di indagini non distruttive finalizzate principalmente alla valutazione delle caratteristiche meccaniche in termini relativi (Masi, 2005). Le PnD eseguite sono state prove ultrasoniche e sclerometriche, in quantità variabile in funzione del tipo di elemento strutturale indagato, e comunque in numero utile a consentire l'utilizzo di un metodo combinato per stimare la resistenza del calcestruzzo mediante correlazione con i risultati delle prove distruttive.

I risultati delle indagini distruttive sono stati preventivamente elaborati per tener conto che la resistenza f_{car} misurata sulle carote mediante prove di compressione in laboratorio risente di numerosi fattori che la differenziano da quella del calcestruzzo in-situ f_c , quali: la posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale, il disturbo che inevitabilmente consegue alle operazioni di prelievo, le dimensioni delle carote (in particolare del rapporto altezza/diametro se diverso da 2), la presenza di armature incluse. Tali fattori tendono in generale a far sottostimare la resistenza misurata sulle carote. Per ottenere la resistenza in situ del calcestruzzo si è quindi fatto ricorso ad alcuni coefficienti correttivi opportunamente calibrati adoperando la seguente relazione (Masi 2005):

$$f_c = (C_{h/D} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) \cdot f_{car} \quad (1)$$

dove: $C_{h/D}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2, C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, C_d è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione e preparazione.

Negli stessi punti in cui sono stati eseguiti i carotaggi sono state eseguite prove di tipo non distruttivo allo scopo di calibrare i dati di resistenza utilizzando, in modo più efficace, il metodo combinato Sonreb e ricavando un'espressione valida specificamente per il calcestruzzo in esame (Masi 2005). La procedura richiede la conoscenza della resistenza delle carote, corretta in base alla (1) ed eventualmente convertita in resistenza cubica R_c , e dei valori dell'indice di rimbalzo S e della velocità ultrasonica V nei punti di prelievo delle stesse. In tal modo è possibile determinare, effettuando una regressione lineare, i coefficienti a , b e c della espressione Sonreb:

$$R_c = a S^b V^c$$

Applicando tale espressione è possibile stimare le resistenze R_c anche nei punti in cui sono state effettuate solo prove non distruttive, in modo da determinare il valore medio della resistenza del calcestruzzo in esame utilizzando i risultati delle prove distruttive e non distruttive. In virtù delle informazioni ottenute circa le modalità di realizzazione dell'edificio, ed in particolare della sequenza di getto del calcestruzzo per le varie parti strutturali, la procedura di valutazione combinata (Sonreb – carotaggi) della resistenza del calcestruzzo è stata applicata separatamente per travi, pilastri e setti in c.a..

L'analisi dei risultati ottenuti, seguendo la metodologia appena illustrata, parte dalla sintesi delle elaborazioni dei risultati delle prove in situ ed in laboratorio. Le resistenze cubiche del calcestruzzo R_c , ottenute dall'elaborazione dei risultati delle prove, sono riportate sinteticamente nella tabella 2 in termini di valori minimi, massimi e medi. Si evidenziano delle variazioni nei valori medi sia passando da un edificio all'altro che, soprattutto, tra elementi strutturali diversi collocati all'interno di uno stesso edificio, come emerso già in altri studi su edifici esistenti (Masi et al. 2007). Tali variazioni sono molto

evidenti dall'osservazione dei valori massimi e minimi e del coefficiente di variazione (C.V.).

Tali differenze sono, in particolare, da attribuire a valori fortemente dissimili tra un livello e l'altro dei risultati delle indagini in situ ed in laboratorio, cosa peraltro chiaramente visualizzata nei grafici delle figure 2 – 5, in cui sono riportate le resistenze del calcestruzzo, per ciascun edificio, in modo distinto per tipologia di elemento strutturale (pilastri, setti e travi).

		Pilastri		Setti	Travi	
		Imp. sx	Imp. dx		Imp. sx	Imp. dx
ed1_1	Valore max [MPa]	16.56	15.81	21.47	26.74	26.74
	Valore min [MPa]	8.27	5.30	9.61	17.87	6.58
	Valore med [MPa]	12.82	10.71	13.76	20.50	12.95
	DEV. ST. [MPa]	3.43	4.00	4.96	4.18	9.40
	C.V.	0.27	0.37	0.36	0.20	0.73
ed1_2	Valore max [MPa]	20.06	17.70	15.07	29.00	28.85
	Valore min [MPa]	10.59	4.06	4.06	16.83	11.31
	Valore med [MPa]	15.24	10.08	11.12	23.14	18.95
	DEV. ST. [MPa]	3.77	6.23	4.25	5.15	7.50
	C.V.	0.25	0.62	0.38	0.22	0.40
ed1_3	Valore max [MPa]	24.08	18.35	17.61	14.06	32.60
	Valore min [MPa]	3.89	10.03	9.58	6.62	11.00
	Valore med [MPa]	12.57	14.09	13.79	11.29	20.15
	DEV. ST. [MPa]	7.58	3.41	2.94	3.23	9.02
	C.V.	0.60	0.24	0.21	0.29	0.45
ed2_1	Valore max [MPa]	43.91		36.86	28.30	
	Valore min [MPa]	5.62		10.16	14.31	
	Valore med [MPa]	18.21		21.59	22.19	
	DEV. ST. [MPa]	15.23		9.96	6.70	
	C.V.	0.84		0.46	0.30	

Tabella 2. Caratterizzazione e variabilità della R_c nei pilastri, setti e travi dei quattro edifici esaminati.

Risulta evidente che, nei casi analizzati e descritti in questo lavoro, è presente almeno uno, se non due, livelli in cui la resistenza a compressione del calcestruzzo, in particolare dei pilastri, assume valori estremamente bassi. Per l'edificio *ed1_1* il problema si presenta al terzo ordine di pilastri; per l'edificio *ed1_2* sono il secondo e quarto ordine di pilastri a presentare valori di resistenza bassissimi sia come valori medi che come valori minimi; analoga situazione si evidenzia per i pilastri dell'edificio *ed1_3* al secondo e, in particolare, al terzo ordine; infine, nell'edificio *ed2_1* si rilevano valori molto bassi della resistenza dei pilastri del secondo ordine.

Peraltro, è da ricordare che, in alcuni casi, non è stato possibile, a causa delle scadentissime caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, estrarre campioni integri dalla struttura, fino a situazioni limite in cui addirittura non è stato possibile fissare la macchina carotatrice all'elemento strutturale, operazione preliminare al prelievo, a causa della scarsissima qualità del calcestruzzo. Variazioni così rilevanti della qualità del calcestruzzo all'interno di una stessa struttura hanno certamente carattere "patologico", laddove una certa variabilità è da prevedersi in conseguenza delle modalità di confezionamento e posa in opera del calcestruzzo degli edifici all'epoca della costruzione. In particolare, in virtù delle limitate dimensioni degli edifici in esame, la realizzazione degli elementi strutturali di ciascun impalcato è stata condotta simultaneamente. Lo scarso

e non continuo controllo sulla qualità del calcestruzzo è la più probabile causa delle differenze emerse tra i vari livelli degli edifici.

Tutti gli aspetti legati alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono stati ovviamente tenuti in debita considerazione nelle operazioni di modellazione numerica e nelle successive valutazioni di vulnerabilità non riportate nel presente lavoro, nel quale vengono invece confrontati i risultati ottenuti sul calcestruzzo dalle prove in situ ed in laboratorio con i risultati delle indagini finalizzate alla caratterizzazione dinamica degli edifici.

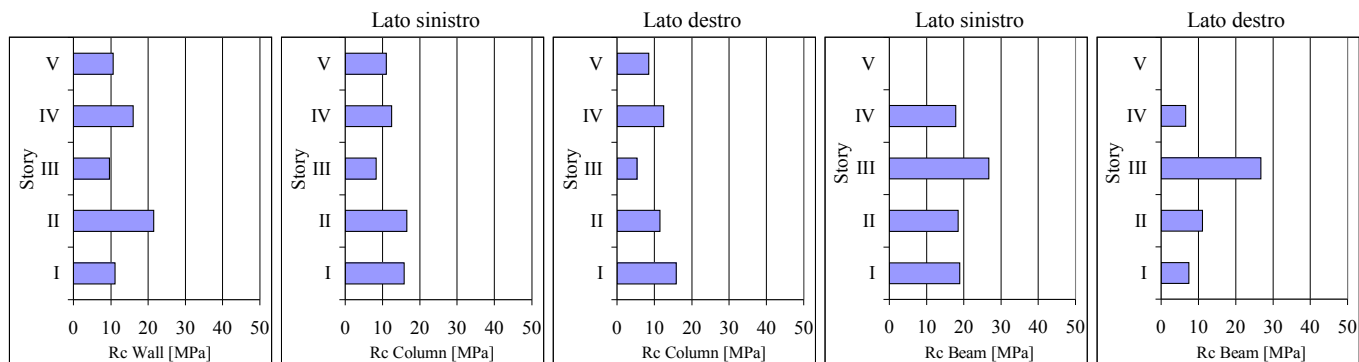


Figura 2. Edificio *Ed1_1*: resistenza R_{cm} per le tre tipologie di elementi strutturali.

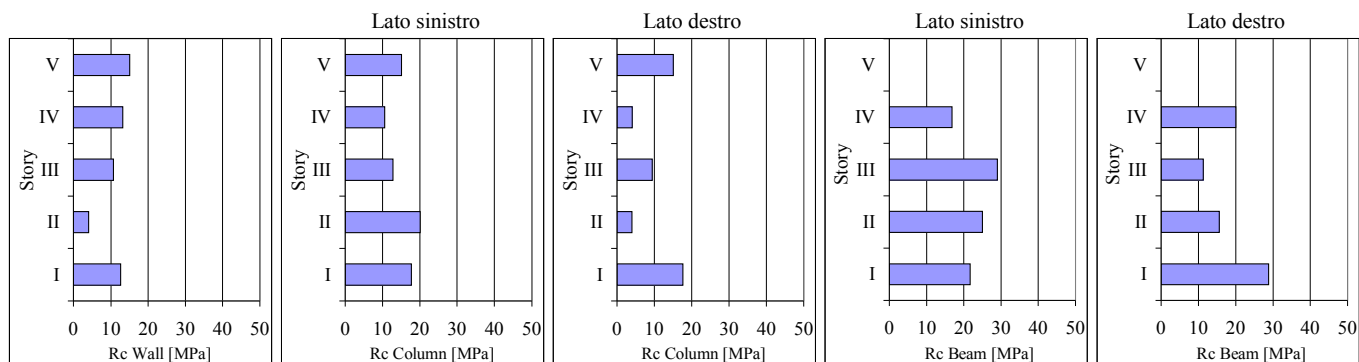


Figura 3. Edificio *Ed1_2*: resistenza R_{cm} per le tre tipologie di elementi strutturali.

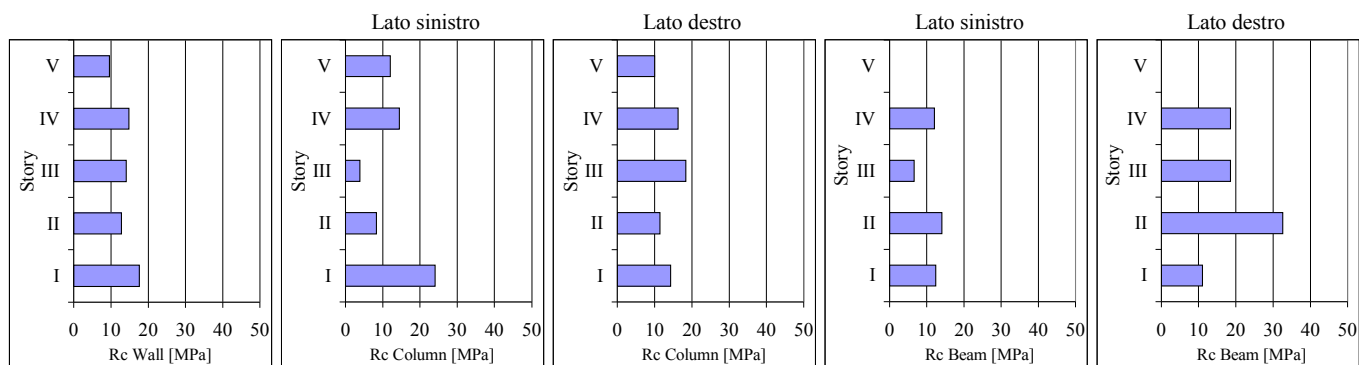


Figura 4. Edificio *Ed1_3*: resistenza R_{cm} per le tre tipologie di elementi strutturali.

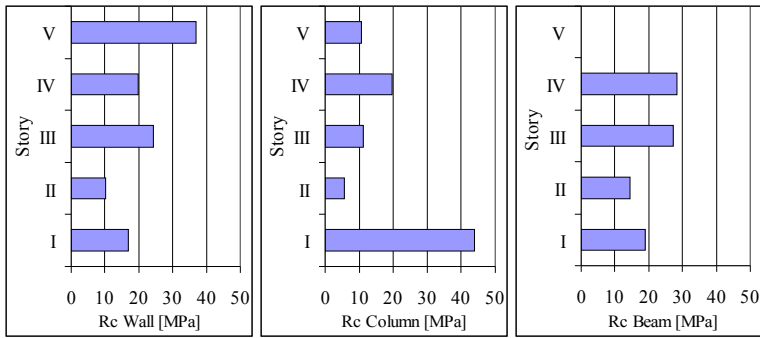


Figura 5. Edificio *Ed2_1*: resistenza R_{cm} per le tre tipologie di elementi strutturali.

3 LA CARATTERIZZAZIONE DEL COMPORTAMENTO DINAMICO DEGLI EDIFICI

Al fine di individuare le caratteristiche dinamiche degli edifici è stato eseguito un monitoraggio della risposta sismica utilizzando terremoti di bassa intensità, collocando 2 accelerometri Kinematics Etna, al livello del sottotetto e al piano terra, in ognuno degli edifici *Ed1_1* e *Ed2_1*, edifici rappresentativi delle due tipologie edilizie di base e, in particolare, della tipologia irregolare e regolare, rispettivamente. Sul primo edificio, nel limitato tempo a disposizione, le registrazioni acquisite sono relative soltanto ad alcune intense raffiche di vento, tali da determinare accelerazioni dell'ordine dei millesimi di g. Al contrario, sul secondo edificio, sono state registrate, contemporaneamente al piano più alto e al piano terra, alcune scosse di bassa magnitudo relative ad eventi locali, tra cui un terremoto di magnitudo superiore a 4 verificatosi sul Gargano (figura 6).

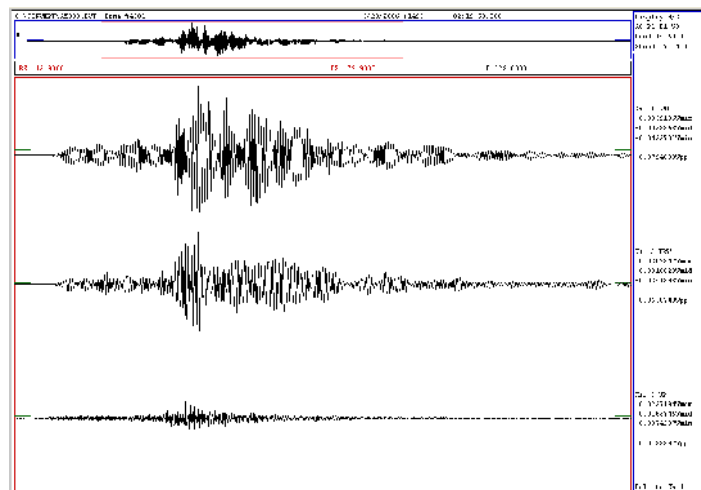


Figura 6. Registrazione delle tre componenti del terremoto con $M_l=4.8$ ed epicentro sul Gargano.

Tali registrazioni hanno permesso di poter stimare la funzione HVSR, ossia il rapporto tra le componenti orizzontali e verticali a ciascun piano (Castro et al., 1998; Gallipoli et al., 2004; Di Giulio et al., 2005), e la funzione SSR (Parolai et al., 2005), ovvero il rapporto tra componenti omologhe ai vari piani ed il piano terra considerato come sito di riferimento. Le funzioni evidenziano un buon accordo nella stima delle frequenze fondamentali traslazionali. In figura 7a sono riportate le funzioni medie HVSR e SSR ottenute nelle due direzioni: le frequenze principali nelle due direzioni ottenute con la tecnica SSR sono 3.9 e 3.7 Hz mentre, con la tecnica HVSR, le frequenze, in entrambe le direzioni, sono pari a 3.4 Hz. Tra gli obiettivi delle indagini in situ vi era la volontà di

verificare se i risultati ottenuti dalla registrazione di eventi sismici fossero confrontabili con quelli ottenuti invece da dati di rumore ambientale. In figura 7b sono riportate, solo per la componente longitudinale, la funzione SSR ottenuta da dati di terremoti e quella ottenuta a partire da dati di vibrazione ambientale. L'accordo nella stima della frequenza fondamentale continua ad essere soddisfacente pur evidenziandosi una leggera diminuzione della frequenza fondamentale e della relativa ampiezza del picco ottenuta da dati di terremoti. Tale differenza potrebbe essere causata dall'insorgenza di fenomeni di non linearità durante gli eventi sismici.

Infine, per caratterizzare gli altri edifici, sono state effettuate ulteriori misure di microtremori. In figura 8 sono riportate le funzioni HVSR, ottenute ai piani più alti, per gli edifici in esame. In tale grafico si evidenzia come tutte le frequenze siano comprese tra 3.3 e 4.1 Hz, (0.24-0.30 sec) indicando la forte analogia in termini di caratteristiche di massa e rigidità per tutti gli edifici della tipologia irregolare (tipologia 1) presi in esame.

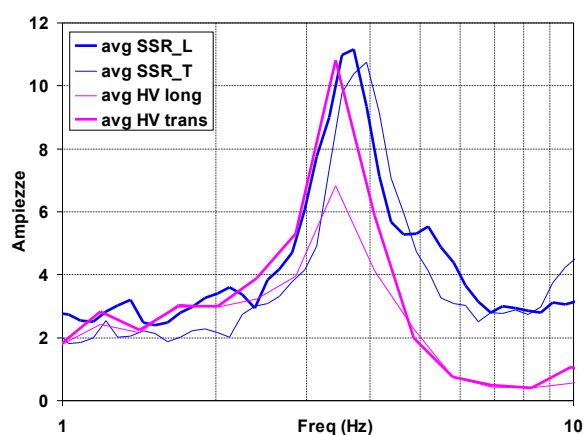


Figura 7a. Funzioni SSR e HVSR nelle due direzioni (dati di terremoti)

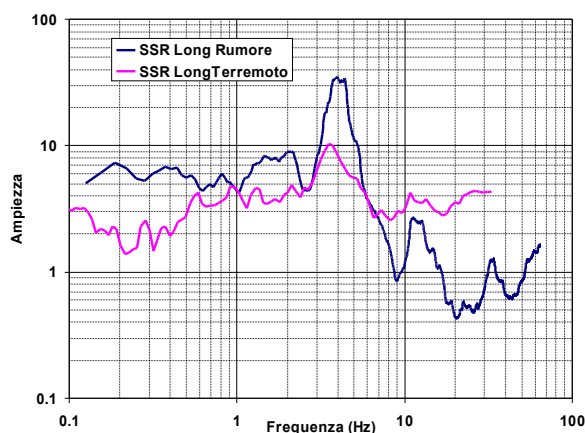


Figura 7b. Confronto delle funzioni SSR (componente longitudinale) a partire da dati di terremoti e microtremori.

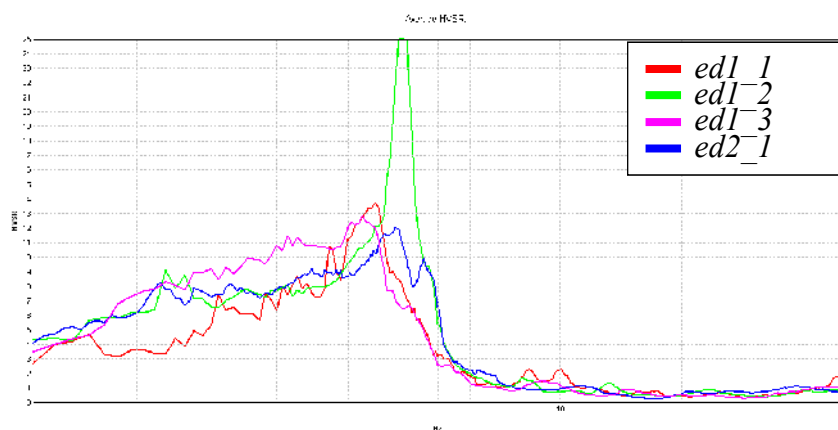


Figura 8. Funzioni HVSR ottenute da dati di rumore ambientale al piano più alto.

Il confronto dei risultati e quindi la validazione dei risultati ottenuti da dati di microtremori ha permesso di estendere questo tipo di misure, più speditive e di facile esecuzione, ad ogni piano lungo la stessa verticale (vano scale) sui due edifici, *Ed1_1* e *Ed2_1*, ove sono stati installati gli accelerometri. All'ultimo piano (soffitta) è stata effettuata anche una misura nel punto più distante dal centro di massa allo scopo di evidenziare anche i moti torsionali. In molti casi, oltre al primo modo per ogni

componente di moto, si è anche individuato un modo superiore. I risultati sono riportati nella tabella 3.

Edificio	Componente	Frequenze [Hz]		Periodi [sec]	
		I modo	II modo	I modo	II modo
Ed1_1	Longitudinale	3.4	-	0.29	-
Ed1_1	Trasversale	3.8	8.3	0.26	0.12
Ed1_1	Rotazionale	4.3	13.6	0.23	0.07
Ed2_1	Longitudinale	4.1	11.8	0.24	0.08
Ed2_1	Trasversale	4.0	12.0	0.25	0.08
Ed2_1	Rotazionale	4.8	-	0.21	-

Tabella 3. Valori delle frequenze e dei periodi del I e del II modo di vibrare per ciascun edificio (componenti longitudinale, trasversale e rotazionale).

Per l'edificio campione, *Ed2_1*, sono state stimate le funzioni HVSR a ciascun piano nelle due componenti longitudinale e trasversale (figura 9). Le funzioni evidenziano come le ampiezze della frequenza fondamentale della componente longitudinale (X) aumentino in modo pressoché proporzionale alle masse ed alle quote dei diversi impalcati, salvo che tra il secondo ed il terzo impalcato. Per quanto riguarda le ampiezze della frequenza fondamentale della componente trasversale (Y) si evidenzia un aumento al passaggio dal secondo al terzo impalcato ed un andamento in contro tendenza al livello superiore.

L'andamento del primo modo valutato sperimentalmente è stato confrontato con il modo di vibrare valutato numericamente. L'accordo sull'andamento medio è buono (figura 10) pur con alcune differenze ad alcuni livelli. Tali differenze possono essere attribuite alla difficoltà di previsione delle rigidzze considerate nella modellazione di strutture in c.a. tamponate, in particolare imputabili alla spiccata variabilità delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo nonché alla distribuzione ed alla reale capacità di collaborazione delle tamponature a tali livelli.

Il metodo di valutazione speditivo del modo di vibrare fondamentale illustrato in questo lavoro potrebbe essere utilizzato per individuare degli scostamenti dal comportamento teorico significativi di debolezze, carenze o caratteristiche meccaniche dei materiali scadenti ai vari livelli. I primi risultati descritti nel presente lavoro appaiono in tal senso promettenti ma richiedono ulteriori approfondimenti in corso di svolgimento.

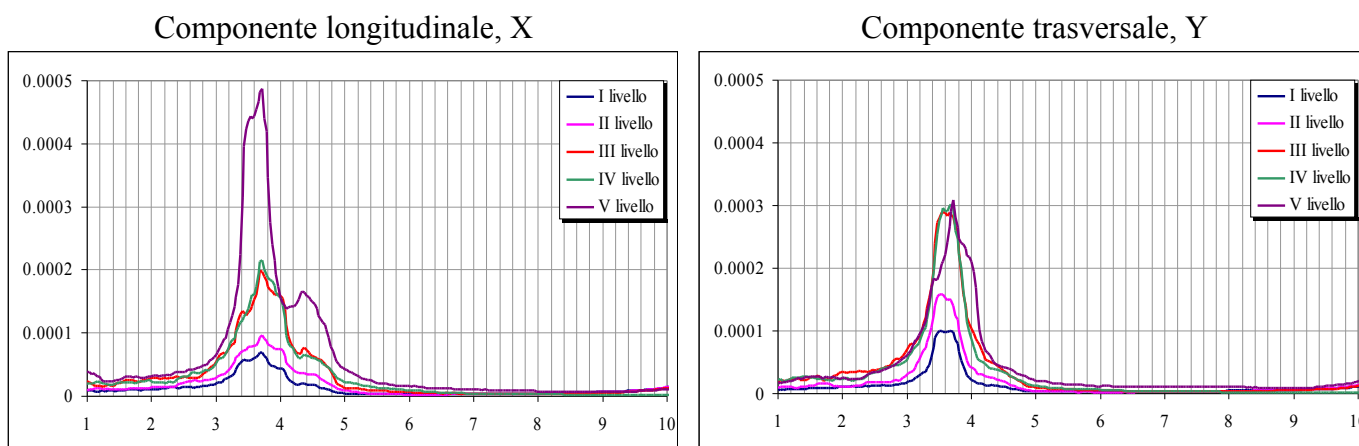


Figura 9. Funzioni HVSR da dati di rumore ambientale stimate ad ogni piano dell'edificio *ed2_1* nelle due direzioni principali (longitudinale e trasversale).

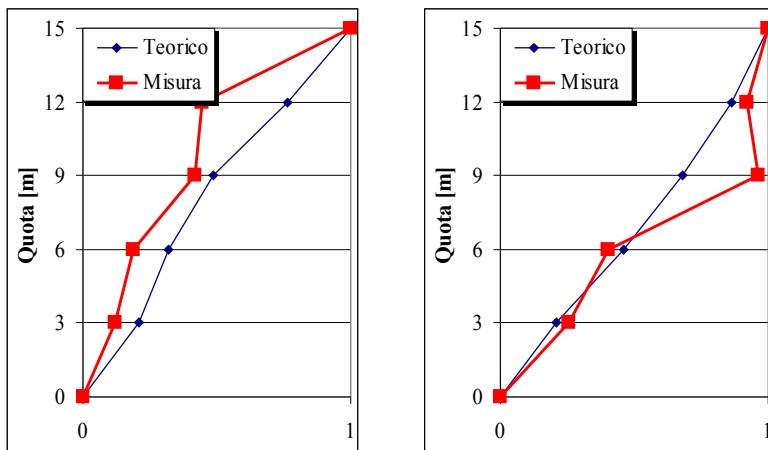


Figura 10. Confronto tra il I modo di vibrare sperimentale e quello teorico.

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono riportati i risultati di un'ampia campagna di indagini in situ ed in laboratorio volta a caratterizzare alcuni edifici in c.a. esistenti. Alcune delle indagini effettuate sono basate su moderne tecnologie di monitoraggio ed indagine che hanno consentito un deciso passo avanti nelle potenzialità messe a disposizione dei tecnici.

In termini generali, le metodologie disponibili possono essere tecnicamente delicate ed onerose da eseguire e, dunque, necessariamente di limitata diffusione, cosicché i risultati ottenuti potrebbero non essere rappresentativi delle caratteristiche globali della struttura. Al contrario, metodologie di indagine più economiche e di semplice applicazione operano stime indirette condizionate da numerosi fattori, pertanto il loro utilizzo esclusivo può determinare risultati poco affidabili.

Per quanto riguarda la stima della resistenza del calcestruzzo, le indagini condotte ed i risultati conseguiti nel presente lavoro mirano a fornire indicazioni non solo sulle modalità più opportune di utilizzo delle metodologie combinate (metodo Sonreb) ma anche su come conseguire, contemperando aspetti legati ai costi, all'invasività, alla rappresentatività ed all'affidabilità delle misure, un idoneo livello di conoscenza della struttura. L'impostazione della campagna di indagini in situ è stata effettuata a priori prevedendo un livello di estensione delle stesse identico a tutti gli impalcati scegliendo il numero di misure non distruttive in base al numero di carote estratte. In particolare, le indagini sono state pianificate con l'obiettivo di raggiungere un livello di conoscenza intermedio (LC2, così come previsto nella OPCM 3274 e nell'EC8-3). Tale impostazione, adottata tipicamente nella pratica professionale in virtù di limiti di carattere economico e logistico, non consente di indirizzare le indagini in corrispondenza di quelle che, a posteriori, si evidenziano come zone critiche.

Pertanto, la possibilità di disporre a priori di informazioni inerenti la presenza di eventuali criticità ai diversi livelli mediante l'impiego di tecniche speditive per la caratterizzazione dinamica degli edifici sarebbe di grande utilità come supporto al programma preliminare delle indagini (PND e PD). Il metodo esposto richiede ulteriori indagini ed approfondimenti su altri casi studio, attualmente in corso, per valutarne capacità predittiva e limiti di applicabilità.

BIBLIOGRAFIA

- Castro R.R., Mucciarelli M., Pacor F., Federici P., Zaninetti A., 1998. *Determination of the characteristic frequency of two dams located in the region of Calabria, Italy*, Bull. Seism. Soc. Am., 88, 2, 503-511.
- Di Giulio G., R. M. Azzara, G. Cultrera, M. S. Giammarinaro, P. Vallone, A. Rovelli 2005. *Effect of local geology on ground motion in the city of Palermo, Italy, as inferred from aftershocks of the 6 September 2002 Mw 5.9 earthquake*, Bull. Seism. Soc. Am., 95, 2328–2341.
- Gallipoli M.R., Mucciarelli M., Castro R.R., Monachesi G., Contri P., 2004. *Structure, soil-structure response and effects of damage based on observations of horizontal-to-vertical spectral ratio of microtremors*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 6, 487-495.
- Masi A., 2005. *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive*, Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, n. 1, 2005.
- Masi A., Dolce M., Vona M., Nigro D., Pace G., Ferrini M., 2007. *Indagini sperimentali su elementi strutturali estratti da una scuola esistente in c.a.*, Atti del XII Convegno Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, giugno 2007, Pisa.
- Parolai S., Fäcke A., Richwalski S.M., Stempniwski L., 2005. *Assessing the Vibrational Frequencies of the Holweide Hospital in the City of Cologne (Germany) by Means of Ambient Seismic Noise Analysis and FE modelling*, Earthquake Spectra, 34, 2, 217-230.