

La risposta sismica in superficie nella valutazione ed adeguamento di edifici esistenti in C.A.: aspetti metodologici ed applicativi

The seismic response at the surface in the assessment and retrofitting of RC existing buildings: methodological and practical aspects

Angelo Masi¹, Vincenzo Manfredi², Leonardo Chiauzzi³, Marco Mucciarelli⁴, Carmine Lizza⁵, Luigi Vignola⁶ ■

Sommario

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, e dopo l'esperienza acquisita con gli eventi sismici in Abruzzo 2009 ed Emilia 2012, la comunità professionale sta mostrando sempre più interesse per procedure che possano consentire una più accurata determinazione delle azioni sismiche da utilizzare sia nella progettazione di nuove strutture che nella valutazione e adeguamento sismico di quelle esistenti. La determinazione delle azioni sismiche di progetto deriva dalla stima probabilistica del livello di severità sismica derivante dal quadro sismogenico dell'area in studio (valori su suolo rigido) e dai possibili effetti di amplificazione locale. Se da un punto di vista prettamente sismologico ambedue gli aspetti sono ben descritti in letteratura e considerati nel quadro normativo nazionale ed internazionale, la loro applicazione più diffusa in campo ingegneristico richiede ulteriori approfondimenti, in particolare per quanto riguarda la stima degli effetti di amplificazione locale. Nel presente lavoro, dopo un inquadramento tecnico e normativo del problema, sono mostrati alcuni aspetti metodologici sull'utilizzo degli studi di risposta sismica locale applicati alla valutazione ed adeguamento di edifici esistenti. In particolare, viene sviluppata una applicazione ad un edificio in c.a. progettato a soli carichi verticali basata sulla comparazione dei risultati ottenuti utilizzando come azione sismica uno spettro da risposta sismica locale e da approccio semplificato con categorie di suolo. Oltre alle differenze proprie dovute all'approccio utilizzato, nel lavoro è mostrato come la scelta progettuale della tipologia di intervento da adottare possa essere condizionata anche dall'azione sismica di progetto.

Parole chiave: Edifici esistenti, cemento armato, azione sismica di progetto, amplificazione locale, normativa tecnica, adeguamento sismico.

Abstract

The coming into force of the "Technical Standards for Construction" (D.M. 14 January 2008) in Italy and the experience acquired after the seismic events of Abruzzo (2009) and Emilia (2012) favoured the increasing interest of the professionals' community to the procedures focused on refined evaluations of seismic actions to be used both in the design of new structures and in the assessment and retrofitting of existing ones.

The evaluation of the design seismic loads is based on probabilistic estimate of the seismic input on rock coming from the seismogenic framework of the studied zone and the possible local amplification effects. From a rigorous seismological point of view, although both these aspects are well described in literature and considered within the national and international normative context, their full application in the engineering field needs further close examinations, specifically for what concerns the estimation of local amplification effects. After a brief technical and normative overview, this work describes some methodological aspects addressed to the use of the seismic response studies applied to the evaluation and the retrofitting of existing structures. In particular, the case-study of an existing RC building designed for gravity loads only is considered to compare the results obtained from a local seismic response spectrum approach and a simplified approach

¹ Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ angelo.masi@unibas.it

² Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ enzo.manfredi@alice.it

³ Università degli Studi della Basilicata, Potenza - ✉ leonardochiauzzi@hotmail.it

⁴ Univ. degli Studi della Basilicata, Potenza - Istituto Naz. di Oceanografia e di Geofisica Applicata, Trieste - ✉ marco.mucciarelli@unibas.it

⁵ Mallet srl, Marsicovetere, Potenza - ✉ lizza1@virgilio.it

⁶ Mallet srl, Marsicovetere, Potenza - ✉ luigivignola@hotmail.com

based on the classification of ground types. In addition to the intrinsic differences deriving from the two approaches, the article shows that the choice of the most suitable and effective retrofit and strengthening interventions is influenced also by the seismic design action.

Keywords: Existing buildings, reinforced concrete, design seismic actions, local amplification, technical standards, seismic retrofitting.

1. Introduzione

L'attuale quadro tecnico-normativo in materia di costruzioni in zona sismica fornisce un percorso guidato per la determinazione delle azioni sismiche di progetto (ovvero di verifica) che combina la strategia progettuale prescelta (vita nominale, classe d'uso dell'opera e stato limite da salvaguardare) e la pericolosità sismica del sito.

L'attuale mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (OPCM 3519, 2006) fornisce valori puntuali delle massime accelerazioni attese e delle relative intensità spettrali elastiche per differenti periodi di ritorno. Definita la pericolosità sismica di riferimento su suolo rigido, la norma NTC2008 indica come stimare i possibili effetti di amplificazione locale in funzione delle condizioni litostratigrafiche e topografiche del sito in esame (Bramerini et al., 2008). A tale scopo sono proposti due approcci:

1. *approccio semplificato*, basato sull'uso di coefficienti di amplificazione spettrale calcolati in funzione della categoria di sottosuolo (individuata con opportune indagini di caratterizzazione geologica e geotecnica del sito, ad esempio attraverso la velocità equivalente V_{s30});
2. *approccio rigoroso*, basato su specifiche indagini geognostiche e sullo studio del trasferimento del moto sismico dal substrato rigido attraverso la colonna stratigrafica di sito (questi studi sono comunemente chiamati di risposta sismica locale, RSL).

Entrambi gli approcci presuppongono la stima della pericolosità di base (su suolo rigido). Nel caso 1) essa è definita direttamente dalla norma in termini di spettri in pseudoaccelerazione su suolo di categoria A e piano topografico orizzontale T1, mentre nel caso 2) può essere ottenuta attraverso l'uso di segnali sia naturali (registrati) che sintetici (generati dallo spettro di norma) compatibili con il quadro sismogenico dell'area in studio. Pertanto, da un lato la norma propone un approccio semplificato, dall'altro indica al professionista la possibilità di utilizzare un approccio più rigoroso sia per la selezione dell'input di riferimento che per la sua convoluzione con le condizioni litostratigrafiche e topografiche di sito.

Recenti lavori prodotti a seguito dei terremoti in Abruzzo (2009) ed Emilia (2012) hanno

mostrato come l'approccio per classi di suolo possa risultare sovraconservativo per effetti topografici (Gallipoli et al., 2013b) o sottoconservativo per gli effetti stratigrafici (Gallipoli et al., 2013a) che possono, invece, essere più propriamente determinati con studi di RSL.

È importante precisare che la norma attuale propone l'approccio semplificato in assenza di studi specifici (§ 3.2.2 NTC2008) e comunque non lo sostituisce a quello rigoroso. Nel decidere tra le due possibilità, ad oggi, non sono esplicitamente proposti criteri e/o condizioni minime di applicabilità dell'approccio semplificato rispetto a quello rigoroso, se non per le categorie speciali di suolo S1 e S2. A queste non ben definite indicazioni della norma si aggiungono alcuni limiti operativi di molti software commerciali di calcolo strutturale che, privilegiando la semplicità di utilizzo e la riduzione dei tempi di calcolo, non consentono o rendono particolarmente complesso considerare azioni sismiche che non siano quelle standard dell'approccio semplificato.

L'unione di indicazioni di norma poco chiare, maggiore semplicità applicativa ed aumento dei costi per le indagini di sito aggiuntive da eseguire, ha fatto sì che sia diventata prassi comune da parte dei professionisti valutare gli effetti di amplificazione locale attraverso l'approccio semplificato che richiede la sola definizione della classe di suolo. L'utilizzo di studi di RSL è in genere limitato a costruzioni particolarmente importanti o complesse ed a situazioni progettuali in cui si ritiene essenziale una conoscenza approfondita dell'area in esame. Va rilevato che tale impostazione tende a determinare maggiori costi delle indagini necessarie alla RSL, conseguenza in parte ridimensionata data la disponibilità di nuove tecniche di geofisica di superficie, prevalentemente basate sulla analisi delle curve di dispersione delle onde superficiali, che consentono di raggiungere a costi contenuti sia un'elevata profondità di indagine (tecniche passive) che una buona risoluzione negli strati superficiali (tecniche attive).

L'opportunità di calcolare l'azione sismica elastica mediante specifiche analisi di risposta sismica locale deriva soprattutto dalla constatazione che, in alcuni casi, le situazioni sismo-stratigrafiche reali non appaiono riconducibili alle categorie di sottosuolo proposte dalla norma (§3.2.2), ad esempio nel caso di inversioni di

velocità delle onde S. Inoltre, il solo parametro semplificato V_{s30} , indicato dalle NTC2008 per la definizione delle suddette categorie di sottosuolo, appare in molti casi un indicatore di limitata affidabilità nella stima dell'amplificazione sismica di sito. In tal senso, sono state recentemente pubblicate diverse proposte (e.g. Luzi et al., 2011; Pitilakis et al., 2013) che mostrano come sarebbe meglio identificare le classi attraverso due parametri, ossia la velocità delle onde di taglio e la frequenza di risonanza del suolo. Dall'altra parte, gli studi di RSL, considerando in modo diretto le condizioni specifiche del sito in esame, se ben eseguiti possono fornire stime più accurate rispetto all'approccio semplificato. In analogia a quanto sottolineato per la stima delle proprietà dei materiali delle costruzioni (Masi, 2005), tale maggiore accuratezza può evitare sia assunzioni troppo conservative, dispendiose e deleterie rispetto a una strategia globale di mitigazione del rischio sismico (specie in una condizione di sempre maggiore limitatezza delle risorse disponibili), sia assunzioni non conservative, con conseguenze potenzialmente gravi sulla sicurezza. In sostanza la maggiore accuratezza può consentire di ottenere, sia nella progettazione di nuove costruzioni che, soprattutto, nell'adeguamento di quelle esistenti, un maggiore grado di sicurezza e, molto spesso, anche un risparmio economico. Dopo un inquadramento dei principali aspetti normativi, nel presente lavoro sono mostrati alcuni aspetti metodologici su come utilizzare, dal punto di vista ingegneristico, il risultato di studi di risposta sismica locale (RSL) nella valutazione ed adeguamento sismico di strutture esistenti. Il confronto tra i diversi approcci è poi esaminato applicando, ad uno stesso caso studio, sia un input da RSL che da approccio semplificato con categorie di suolo (CS). Le analisi riguardano la valutazione sismica di un edificio esistente in c.a. originariamente progettato a soli carichi verticali e la verifica del successivo intervento di adeguamento.

2. La stima dell'amplificazione locale secondo la Norma NTC2008

Gli studi di risposta sismica locale (RSL) consentono di stimare il moto sismico al piano di posa delle fondazioni a seguito di modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che l'onda sismica subisce nel passaggio dal substrato rigido al piano di fondazione. Queste modifiche possono avere natura diversa e, in particolare, sono legate ad effetti stratigrafici (es. presenza di un terreno deformabile sopra un substrato a maggiore rigidità), alla geometria del substrato (risposta sismica ai margini di depositi di valle) ed effetti topografici deri-

vanti da modifiche del moto sismico causate da fenomeni di focalizzazione delle onde in corrispondenza di particolari morfologie come creste e rilievi (Lizza & Vignola, 2012).

Al paragrafo §3.2. la norma NTC2008 riporta il concetto di *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione come *l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche* di progetto. La norma definisce la pericolosità sismica prima di tutto in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) per differenti periodi di ritorno e in condizioni di *campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale* (di categoria A - T1 quale definita al § 3.2.2) e, successivamente, in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ definito con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR (§ 3.2.1) nel periodo di riferimento VR (§ 2.4) dell'opera da realizzare e/o verificare.

Pertanto, grande attenzione va rivolta ad un aspetto importante, potenzialmente critico, coinvolto negli studi di RSL: la corretta scelta dei segnali che descrivono la pericolosità sismica di base è primaria rispetto alla loro convoluzione con la stratigrafia del sito in esame. A tal proposito, a partire dalle informazioni progettuali proprie dell'opera (Vita nominale V_N e Coefficiente d'uso C_U) sono definiti gli stati limite da considerare nelle analisi sismiche. A ciascun stato limite è associato un periodo di ritorno (T_R) dell'azione di progetto e, quindi, un differente valore di accelerazione al suolo (a_g). Calcolato lo spettro target (suolo categoria A, T1) per il sito di studio secondo quanto definito dalle NTC2008 in funzione della strategia progettuale, sono selezionati sismogrammi spettrocompatibili (compatibili con lo spettro target) o sismocompatibili (compatibili con il quadro sismogenico del sito) secondo quanto prescritto ai §3.2.3.6 e §7.3.5 delle NTC2008. Dopo aver definito la strategia progettuale ed aver selezionato o generato l'input sismico di base, il segnale di base deve essere convoluto con il profilo stratigrafico del sito in esame al fine di ottenere come risultato le storie temporali (es. accelerogrammi) o gli spettri di risposta elastica (es. pseudoaccelerazioni) al piano di posa delle fondazioni da utilizzare come input sismico.

In Tabella 1 è riportato uno schema sintetico delle opzioni che la norma delinea per la definizione dell'input sismico al sito. Come già detto, si rileva che, prima della modellazione della colonna stratigrafica e della convoluzione dell'onda sismica, gli studi di RSL devono prevedere una accurata selezione dei segnali, naturali o sintetici, rappresentativi del quadro sismogenico dell'area in esame. La selezione può essere eseguita sia attraverso la generazione di segnali sintetici dallo spet-

Tabella 1 - Quadro sintetico per la definizione dell'azione sismica di progetto secondo la norma NTC2008

	Approccio	Approccio Rigoroso: <i>Risposta Sismica Locale</i>		
	Semplificato	N.1	N.2	N.3
Azione sismica al substrato rigido di riferimento (bedrock)	Spettro NTC2008 categoria A - T1 con T_R funzione della strategia progettuale	Segnali sintetici generati da spettro NTC2008 categoria A - T1 con T_R funzione della strategia progettuale	Segnali naturali selezionati per coppie magnitudo - distanza proprie dell'area (compatibili con lo spettro NTC2008 categoria A - T1)	Segnali naturali registrati in condizioni di sito quanto più possibile compatibili con quelle dell'area in esame
Analisi	Scelta classi di suolo: A, B, C, D, E e classi Topografiche: T1 T2 T3	Simulazioni numeriche con modello di sottosuolo 1D o 2D	Simulazioni numeriche con modello di sottosuolo 1D o 2D	Analisi Statistiche
Azione sismica al piano di posa delle fondazioni	Spettro Amplificato	Segnale modificato e scelta della procedura di post-processione più appropriata (es. segnali singoli, spettro medio, ecc.)	Segnale modificato e scelta della procedura di post-processione più appropriata (es. segnali singoli, spettro medio, ecc.)	Segnali naturali e relativi spettri di risposta

tro di norma di categoria A - T1 definito dalla strategia progettuale (approccio N.1), sia attraverso un approfondito studio della sismicità storica dell'area (si veda l'esempio degli spettri proposti per la ricostruzione a L'Aquila da Pace et al. (2011)) e dei relativi valori di magnitudo, distanza, direttività dell'azione ad essa associati (approccio N.2). Per l'approccio N.2 la norma richiede che sia comunque verificata la spettro-compatibilità con le azioni di norma definite su suolo rigido. Solo in seguito, è possibile applicare, nell'ambito di una modellazione stratigrafica 1D (o 2D), la convoluzione dei segnali al bedrock con la colonna stratigrafica, ottenendo così il segnale modificato in superficie e provvedendo successivamente alla scelta più appropriata del metodo di analisi strutturale da eseguire (time-history, spettro elastico medio, ecc.). Inoltre, la norma propone anche un altro approccio (N. 3) nel quale, a partire dalla conoscenza delle condizioni di sito, viene selezionata una n-pla di segnali di eventi sismici registrati in siti con caratteristiche sismogeniche e litostratigrafiche sufficientemente simili a quelle del sito in esame. Il risultato è direttamente applicabile perché non prevede una convoluzione con la colonna stratigrafica ma solamente l'uso in superficie dello spettro medio dei segnali selezionati. Questo approccio è però poco utilizzato sia per la limitata disponibilità di registrazioni strumentali rappresentative delle numerose e diversificate situazioni reali, sia perché la conoscenza del quadro stratigrafico di sito è spesso successiva ad indagini geognostiche proprie anche degli approcci precedenti.

L'analisi degli approcci possibili evidenzia la necessità, o quantomeno l'opportunità, di eseguire questi studi in maniera congiunta tra differenti figure professionali per portare in conto, tra le altre cose, la strategia progettuale dell'opera da

realizzare e/o verificare. Nell'ambito del presente articolo la parte relativa alla selezione dei segnali di input non verrà trattata specificamente. Per essa si rimanda ad altri lavori, ad es. Iervolino et al., 2009; per una trattazione approfondita.

3. La definizione dell'azione sismica di progetto da studi di RSL

Al momento di eseguire la valutazione sismica di una struttura, il professionista si troverà a decidere quale metodo di analisi strutturale utilizzare tra quelli previsti dalle norme NTC2008 (§7.3), anche tenendo conto dei limiti di applicabilità di alcuni di essi. Questa scelta dovrà essere preliminare rispetto alla produzione/ richiesta dell'output dello studio di RSL. Infatti, mentre l'uso di analisi dinamiche non lineari (§7.3.4.2) richiede direttamente una n-pla di segnali (accelerogrammi) così come modificati dalla RSL, l'adozione dell'analisi dinamica modale prevede la definizione di uno spettro di progetto ottenuto da quello elastico modificando, per i diversi valori del periodo di vibrazione, le ordinate spettrali attraverso il fattore di struttura q . Nella definizione dell'output della RSL, il primo caso (dinamica non lineare) sembrerebbe di più semplice soluzione, mentre l'analisi modale richiede che si definiscano le modalità per la definizione dello spettro di progetto attraverso la modifica delle azioni elastiche di spettri da segnali reali, aspetto non chiaramente definito nelle norme. In realtà, anche l'uso dell'analisi dinamica non lineare richiede la definizione dello spettro di progetto in quanto, come riportato al §7.3.4.2 della NTC2008, *"l'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni"*

globali alla base delle strutture”.

Utilizzando l'approccio semplificato, il passaggio dallo spettro elastico a quello di progetto viene eseguito agevolmente seguendo le indicazioni delle NTC2008 (§3.2.3.5), ossia sostituendo nelle espressioni (1a)-(1d), che definiscono lo spettro elastico in pseudoaccelerazione delle componenti orizzontali $S_{a,e}$, il valore $\eta = 1/q$:

$$S_{a,c}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (1a)$$

per $0 \leq T < T_B$

$$S_{a,c}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \quad (1b)$$

per $T_B \leq T < T_C$

$$S_{a,c}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad (1c)$$

per $T_C \leq T < T_D$

$$S_{a,c}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \quad (1d)$$

per $T_D \leq T$

Un'operazione analoga va effettuata anche sullo spettro elastico ricavato da studi di RSL; in questo caso, non essendo la forma spettrale definita da espressioni in forma chiusa, è necessario chiarire come va effettuata l'operazione di abbattimento delle ordinate spettrali tramite il fattore di struttura q per periodi minori o uguali di T_B . In pratica applicando la (1a) si ottiene $S_e(T=0) = a_g S$ ossia, per un valore teorico nullo del periodo di vibrazione, nel passaggio dallo spettro elastico S_e a quello di progetto S_D , non opera la riduzione $1/q$. Per tale ragione, nell'intervallo $T < T_B$ non è possibile ottenere S_D dividendo semplicemente le ordinate per il fattore di struttura q , ma i valori $S_D(T)$ dovranno seguire un andamento proporzionale all'espressione di norma tra il punto di ancoraggio dello spettro ed il valore dell'ordinata spettrale al periodo $T = T_B$, ridotta del valore $1/q$. In definitiva lo spettro di progetto può essere ottenuto attraverso le espressioni seguenti:

$$S_D(T) = S_{a,c}(T) \cdot \left[\left(\frac{1}{q} - 1 \right) \cdot \frac{T}{T_B} + 1 \right] \quad (2a)$$

per $0 \leq T < T_B$

$$S_D(T) = S_{a,c}(T) \cdot \frac{1}{q} \quad (2b)$$

per $T \geq T_B$

Pertanto, nel caso si operi con uno spettro da

RSL è necessario individuare il periodo T_B corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante nello spettro delle pseudoaccelerazioni. Inoltre, qualora il professionista voglia adoperare l'analisi statica non lineare, va identificato anche il periodo T_C , corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante nello spettro delle pseudovelocità ($S_{v,e}$).

La determinazione di questi due valori del periodo può essere effettuata adottando la rappresentazione in scala tetralogarithmica dello spettro da RSL. La procedura consiste nel rappresentare in un grafico a quattro assi (tetralogarithmico) tutte le grandezze caratteristiche della risposta spettrale, ossia periodo di vibrazione T , pseudoaccelerazione ($S_{a,e}$), pseudovelocità ($S_{v,e}$) e spostamento spettrale ($S_{D,e}$). Infatti, in virtù delle relazioni esistenti tra le grandezze spettrali ($S_{v,e} = (S_{d,e} \cdot 2\pi)/T$, $S_{a,e} = (S_{d,e} \cdot 4\pi^2)/T^2$), è possibile riportare tali grandezze su un unico diagramma opportunamente costruito. In Figura 1 è mostrato un esempio di spettro in scala tetralogarithmica (tratto da Chopra, 2007): sulle ascisse sono riportati i periodi T , sulle ordinate i valori di pseudovelocità $S_{v,e}$, su un asse inclinato di 45° in senso antiorario (-45°) rispetto alla verticale le pseudoaccelerazioni spettrali $S_{a,e}$ e, infine, su un asse inclinato di 45° in senso orario ($+45^\circ$) gli spostamenti spettrali $S_{d,e}$.

Con riferimento alla Figura 1, è possibile individuare il periodo T_B in corrispondenza dell'inizio del tratto ad accelerazione costante (punto b nel segmento b-c parallelo alla direttrice a $+45^\circ$ caratterizzante gli spostamenti). Analogamente, possono essere individuati i periodi T_C all'inizio del tratto a velocità costante (ortogonale all'asse delle ordinate ovvero parallelo all'asse dei periodi) e T_D all'inizio del tratto a spostamento costante (parallelo alla direttrice a -45° delle accelerazioni).

La rappresentazione su carta tetralogarithmica è un utile strumento per l'individuazione dei campi a valori costanti (accelerazione, velocità, spostamento) degli spettri di risposta. Tuttavia, è molto difficile per il professionista trovare applicativi informatici per la rappresentazione su scala tetralogarithmica delle grandezze spettrali così come riportato in Figura 1. È possibile superare questa difficoltà adimensionalizzando ai rispettivi valori massimi le tre forme spettrali ($S_{a,e}$, $S_{v,e}$ e $S_{d,e}$) in modo da poterle rappresentare in un unico grafico a due assi in funzione del periodo di vibrazione. Questo passaggio consente di identificare più agevolmente i tratti costanti della risposta spettrale e, di conseguenza, i *corner period*, T_B e T_C . Infatti, essendo T_C corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante nello spettro delle pseudovelocità (entrambi adimensionalizzati ai rispettivi valori

Figura 1
Rappresentazione di uno spettro in scala tetralogaritmica con l'identificazione dei corner period (adattato da Chopra, 2007). I valori delle ordinate spetttrali (A, V, D rispettivamente per pseudoaccelerazioni, pseudovelocità e spostamenti) sono rapportati ai rispettivi valori massimi al suolo delle accelerazioni PGA (u_{g0}), velocità PGV (u'_{g0}) e spostamenti PGD (u_{g0}).

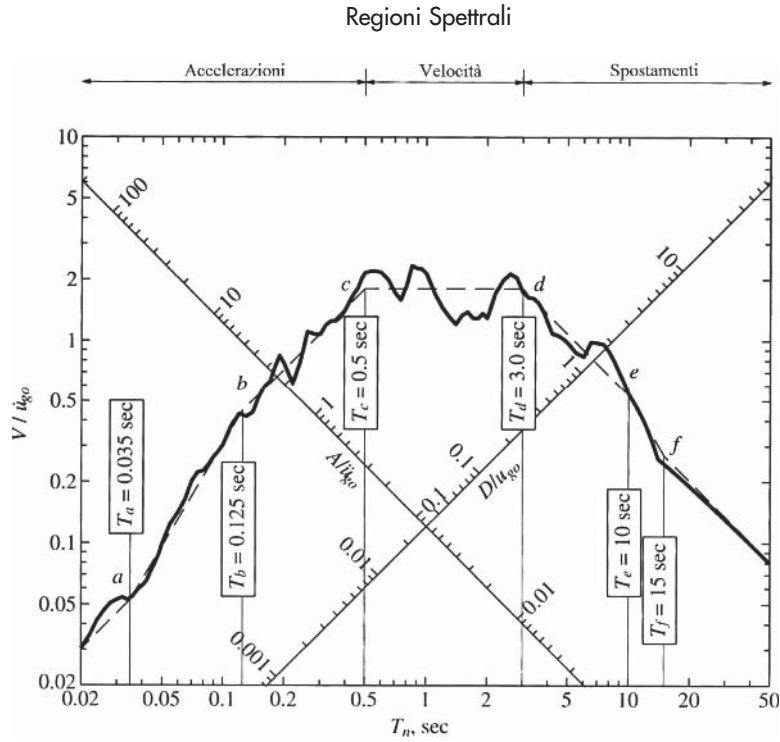
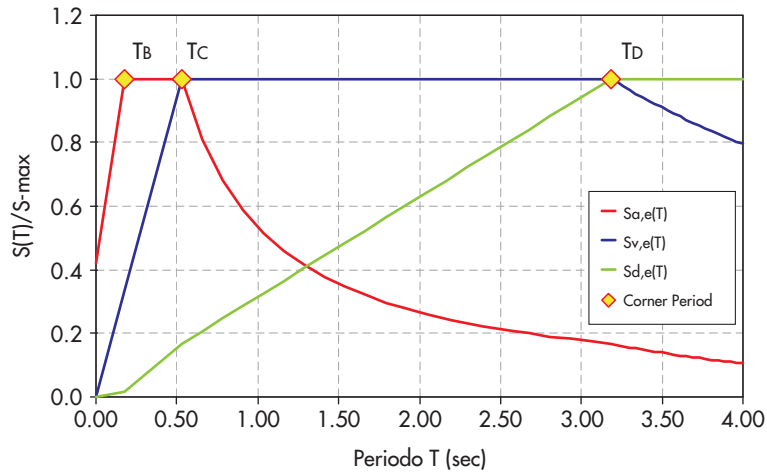


Figura 2
Rappresentazione degli spettri di norma NTC2008 in pseudoaccelerazione, pseudovelocità e spostamento adimensionalizzati rispetto ai rispettivi valori massimi ed identificazione dei corner period T_B , T_C e T_D .



di riferimento) esso corrisponde anche al termine del tratto ad accelerazione costante nello spettro in pseudoaccelerazione. A titolo esemplificativo, in Figura 2 viene mostrato come verrebbe applicata tale procedura nel caso semplificato degli spettri di normativa NTC2008.

Nelle formulazioni di norma sussiste un'esatta (e formulata) coincidenza dei valori di periodo tra i tratti in pseudoaccelerazione e pseudovelocità (periodo T_C), tra pseudovelocità e spostamento (periodo T_D). Il punto T_B corrisponde invece all'inizio del tratto in pseudoaccelerazione costante ubicato sulla retta, parallela all'asse dei periodi, passante per T_C . A tal proposito la norma italiana propone di identificare il valore come

$T_B = T_C/3$, valore da poter utilizzare anche nell'uso degli spettri da RSL. Quindi, individuato T_C come proiezione del punto d'intersezione degli spettri in pseudoaccelerazione e pseudovelocità sull'asse dei periodi, il punto T_B può essere identificato assumendolo pari a $1/3 T_C$.

4. L'uso di spettri da rsl nella valutazione ed adeguamento sismico di edifici esistenti in c.a.

Nel presente paragrafo è riportata la valutazione sismica ed il conseguente progetto di adeguamento di un edificio esistente in c.a. realizzato negli anni '70 e progettato per soli carichi

verticali. La valutazione della sicurezza *ante-* e *post-intervento* è stata eseguita adottando sia lo spettro definito attraverso l'approccio semplificato (categoria di sottosuolo, CS) sia quello ottenuto da uno studio di risposta sismica locale (RSL).

4.1 Descrizione della struttura, criteri di modellazione e di analisi

Lo schema strutturale in esame è assimilabile ad una delle tipologie residenziali maggiormente diffuse in Italia, realizzate negli anni '70 con struttura intelaiata in c.a. progettata per resistere alle sole azioni verticali. In particolare, la struttura ha forma in pianta rettangolare di dimensioni 17.80 x 10.30 m e sviluppa in elevazione quattro livelli, ciascuno con altezza interpiano di 3.20 m (Figura 3).

Secondo la usuale tecnica progettuale e costruttiva relativa alle strutture non antisismiche dell'epoca (Masi, 2003), lo schema resistente è costituito da telai piani disposti in una sola direzione (direzione longitudinale, X) aventi travi emergenti portanti i solai. In direzione trasversale (direzione Y) i pilastri non hanno travi di collegamento, a meno dei telai di testata dove sono presenti travi emergenti. La struttura della scala è collocata in pianta in posizione lievemente eccentrica ed è realizzata con travi a ginocchio portanti i gradini a sbalzo e travi di interpiano. I telai portanti longitudinali hanno quattro campate di cui tre con lunghezza 5.0 m e una di 2.5 m in corrispondenza del vano scala. In direzione trasversale i telai sono disposti ad interasse di 5.0 m.

Coerentemente con la progettazione a soli carichi verticali, le dimensioni dei pilastri sono determinate dal solo valore dello sforzo normale agente. Pertanto, a meno dei pilastri interni dei

primi due livelli che hanno pilastri con sezione da 35 x 30 a 45 x 30 cm, i pilastri hanno generalmente sezione 30 x 30 cm. La sezione delle travi emergenti è 30 x 50 cm ed è utilizzata sia per le travi che portano i solai che per quelle dei telai di testata e della scala.

La definizione della quantità e la disposizione delle armature è stata ottenuta secondo le procedure del progetto simulato (Masi, 2003) adottando tecniche costruttive, materiali e norme relative al periodo di costruzione. In particolare per i pilastri, l'armatura longitudinale è costituita da 4 barre con diametro 16 mm per il primo livello, 14 mm per il secondo e terzo, e 12 mm per l'ultimo. L'armatura trasversale è realizzata con staffe di diametro 6mm disposte con passo 20 cm.

L'analisi della struttura è stata eseguita a partire da un modello agli elementi finiti definito utilizzando un software tipicamente impiegato nella pratica professionale. Assumendo un comportamento elastico dei materiali ciascun elemento resistente è stato definito attraverso la geometria della sezione ed il modulo di elasticità del calcestruzzo, quest'ultimo valutato secondo l'espressione riportata dalla norma NTC2008 in funzione della resistenza media del calcestruzzo. Alla base dei pilastri del primo livello sono stati applicati vincoli di incastro mentre, al fine di modellare l'azione svolta dagli impalcati (supposti infinitamente rigidi nel proprio piano), ai nodi di ciascun livello sono stati applicati vincoli interni che impediscono le deformazioni relative tra gli elementi dell'impalcato (vincolo di piano). La risposta sismica della struttura è stata calcolata con il metodo dell'analisi dinamica lineare (modale) con spettro elastico ridotto del fattore di struttura q , secondo le prescrizioni normative (§ 7.11.3.1, NTC2008).

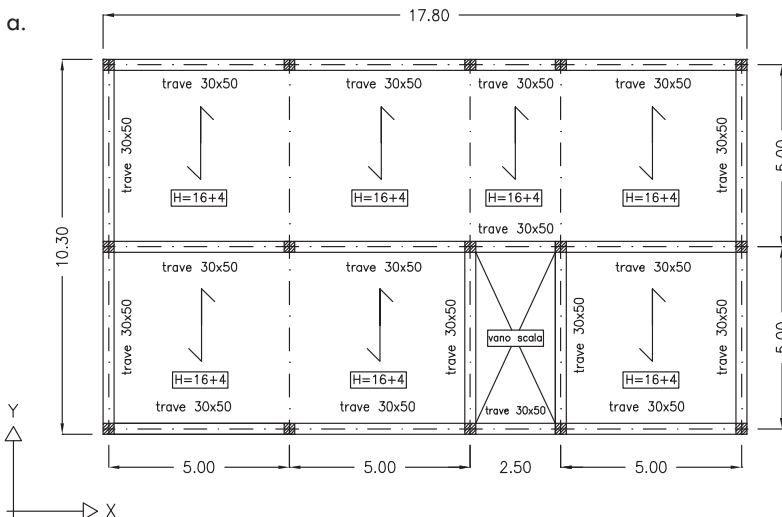


Figura 3
Schema in pianta (a) e vista spaziale (b) della struttura in esame.

Le verifiche di sicurezza sono riferite allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) secondo le prescrizioni della norma NTC2008 (capitolo sulle strutture esistenti, §8) e della relativa Circolare 617 del 2009, e sono state svolte confrontando la domanda (D) ottenuta dalle analisi svolte con la rispettiva capacità (C) in termini di sollecitazioni (taglio e flessione/presso-flessione). Per ogni sezione la verifica è stata ritenuta soddisfatta se $D/C < 1$.

Per quanto riguarda l'individuazione delle proprietà dei materiali, nelle NTC2008 e nella relativa Circolare 617/2009, vengono definiti tre livelli di conoscenza LC (limitato LC1, accurato LC2 ed adeguato LC3) che determinano il valore del fattore di confidenza FC da adottare nella valutazione. La resistenza di calcolo da utilizzare nelle verifiche di sicurezza dipende dal valore della resistenza media in-situ ottenuta dalle indagini, ridotta in base al valore di FC. Sulla base dei risultati di indagini in-situ si sono ottenute una resistenza media a compressione del calcestruzzo (f_{cm}) di 20 MPa e una resistenza media a snervamento dell'acciaio (f_{ym}) di 400 MPa, valori coerenti con quelli maggiormente attesi nelle strutture degli anni '70 (Masi et al., 2014). Ai fini delle verifiche di sicurezza la capacità delle sezioni è stata valutata considerando un livello di conoscenza adeguato LC3, pertanto le resistenze di calcolo (f_d) sono state determinate dividendo le resistenze medie (f_m) per il fattore di confidenza (FC) pari a 1.00. Inoltre, per la verifica dei meccanismi fragili (verifiche a taglio), tali valori sono stati ulteriormente ridotti attraverso il coefficiente parziale sui materiali γ_m , pari a 1.5 e 1.15, rispettivamente per il calcestruzzo e per l'acciaio.

4.2 Dallo spettro elastico a quello di progetto

Per lo studio di risposta sismica locale si è considerato un modello monodimensionale (1D) del sottosuolo per simulare la propagazione delle onde sismiche dalla sottostante formazione roc-

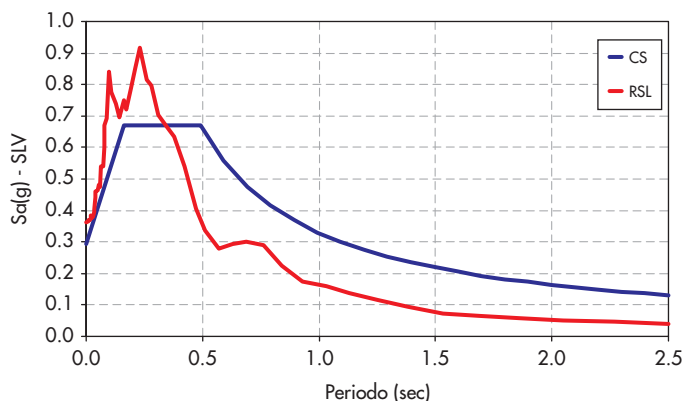
ciosa fino alla superficie e suddividendo la colonna di terreno in strati definiti dal modello geologico tecnico di riferimento.

Per quanto riguarda la definizione dell'input sismico su suolo rigido, applicando la procedura riportata al §7.11.3.1 delle NTC2008, sono stati selezionati dalla banca dati PEER Strong Motion Database (<http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>) accelerogrammi naturali spettrocompatibili (§3.2.3.6 NTC2008) registrati su suolo rigido, seguendo l'approccio N2 riportato in Tabella 1. La spettrocompatibilità è stata valutata rispetto allo spettro di norma calcolato su suolo rigido (categoria A) considerando un periodo di ritorno di 475 anni dell'azione sismica ed una vita utile dell'opera di 50 anni con classe d'uso II. In Figura 4 è riportato lo spettro medio in pseudoaccelerazione ottenuto dai segnali convoluti con la funzione di trasferimento suolo rigido - superficie (spettro da RSL) messo a confronto con lo spettro CS che verrebbe definito per il sito in esame con l'approccio semplificato (categoria di sottosuolo B, classe topografica T1).

L'esame della Figura 4 evidenzia differenze rilevanti tra le due forme spettrali già a partire dal valore di ancoraggio degli spettri (a_g), pari a 0.36 g e 0.29 g rispettivamente per lo spettro da RSL e quello da CS. Le ordinate dello spettro RSL sono maggiori dello spettro CS per periodi fino a circa 0.4 s, mentre diventano sensibilmente inferiori per periodi più elevati.

Come già detto in precedenza, per poter portare in conto la capacità delle strutture di subire escursioni in campo non lineare, gli spettri elastici sopra definiti devono essere convertiti in spettri di progetto che definiscono l'azione sismica da adoperare nelle analisi strutturali. Tale operazione risulta immediata per lo spettro CS adottando la procedura prevista dalla norma al §3.2.3.5, mentre per lo spettro RSL è necessario prima individuare i valori dei *corner period* applicando quanto proposto in prece-

Figura 4
Confronto tra lo spettro elastico in pseudoaccelerazione ricavato dall'approccio semplificato (categoria B - T1) e da risposta sismica locale (RSL) per il sito di studio.



denza nella parte finale del paragrafo 3. In particolare, considerando il legame che intercorre tra $S_{a,e}$, $S_{v,e}$, ed $S_{d,e}$, il periodo T_C può essere individuato in corrispondenza dell'intersezione degli spettri S_e ed S_v adimensionalizzati ai rispettivi massimi, mentre il periodo T_B , che segna l'inizio del tratto a pseudoaccelerazione costante, può essere calcolato come $T_C/3$ (Figura 5). Nel caso in studio, i valori dei periodi che segnano l'inizio dei tratti ad accelerazione e velocità costante sono, rispettivamente, $T_B \approx 0.09$ s e $T_C \approx 0.27$ s (Figura 5).

Gli spettri di progetto CS e RSL vengono ottenuti con le espressioni (1) e (2) scalando le ordinate dello spettro elastico del fattore di struttura q . La Circolare 617/09 suggerisce di individuare il valore di q all'interno dell'intervallo 1.5-3.0 essenzialmente in funzione della capacità duttile globale che si può assegnare alla struttura. In tal senso, in (Manfredi et al., 2007) si suggerisce di assumere q tenendo conto della qualità media dei dettagli costruttivi, delle caratteristiche di irregolarità in pianta/elevazione e dei tassi di lavoro per sforzo normale nei pilastri. Operando in tal modo e considerando che nel caso

in esame si hanno dettagli costruttivi di qualità media per edifici dell'epoca, tassi di lavoro (rapporto tra la tensione media prodotta dal solo sforzo normale e la resistenza di calcolo del calcestruzzo) sotto azioni statiche non elevati, ossia non superiori al 20%, e presenza di irregolarità in pianta per la posizione eccentrica del corpo scala, si è assunto un valore di q pari a 2.5. Gli spettri di progetto derivati dallo spettro elastico CS e da RSL sono mostrati in Figura 6.

4.3 Valutazione della sicurezza ante-intervento (stato di fatto)

La struttura in esame presenta nei confronti delle azioni orizzontali un diverso sistema resistente nelle due direzioni principali in pianta (Figura 3a). In particolare, in direzione X il sistema resistente è costituito dai telai con travi portanti i solai che determinano una significativa rigidità laterale. In direzione trasversale (direzione Y) il sistema resistente alle azioni orizzontali è costituito dalla struttura della scala e dai telai di testata che hanno travi emergenti.

Dall'analisi modale risulta che la struttura è torsionalmente flessibile (Cosenza et al., 2008; Bosco et

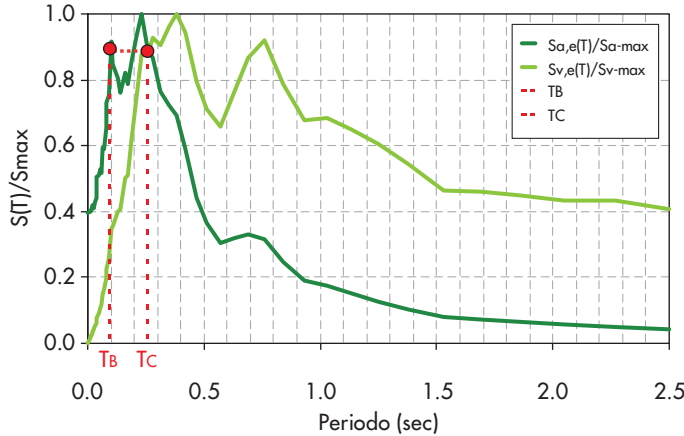


Figura 5
Identificazione dei corner period T_B e T_C sugli spettri RSL in pseudoaccelerazione ($S_{a,e}$) e pseudovelocità ($S_{v,e}$) adimensionalizzati ai rispettivi valori massimi ($S_{a,e,max}$, $S_{v,e,max}$).

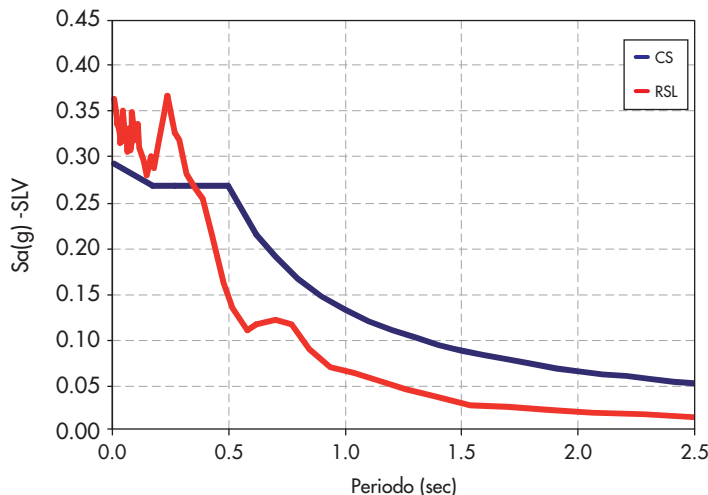


Figura 6
Spettri di progetto ottenuti a partire dai rispettivi spettri di risposta.

al., 2008), con il modo fondamentale ($T_1=0.61$ s) prevalentemente caratterizzato da rotazioni intorno all'asse verticale, mentre il secondo (0.53 s) ed il terzo modo (0.45 s) sono essenzialmente traslazionali, con spostamenti prevalenti diretti, rispettivamente, lungo la direzione X e Y, ossia ortogonale e parallela alla scala.

Dalle analisi sismiche svolte considerando le azioni di progetto da spettro CS risulta che la totalità dei pilastri non soddisfa le verifiche di sicurezza per presso-flessione (Figura 7a), con rapporti D/C che risultano anche maggiori di 5. Inoltre, nel 52% degli elementi verticali è da attendersi anche una crisi per taglio. Similmente, per le travi i meccanismi di crisi duttile (flessione) coinvolgono il 54% degli elementi, principalmente collocati ai primi due livelli, mentre la crisi fragile riguarda un numero più limitato di elementi (21% circa). Dalle verifiche svolte utilizzando lo spettro RSL risulta una significativa riduzione del numero degli elementi verticale che non soddisfano la verifica di sicurezza (Figura 7b). In particolare, il 25% dei pilastri, principalmente collocati in corrispondenza del corpo scala, presenta una crisi per presso-flessione con rapporti D/C di poco superiori a 3, mentre il 13% presenta anche una crisi per taglio. Per quanto riguarda le travi, il 30% presenta una crisi duttile, mentre un limitato numero

di elementi (14%) presenta anche una crisi per taglio.

In Tabella 3 si riporta il confronto tra gli esiti delle verifiche di sicurezza in termine di percentuale di elementi non verificati in funzione dello spettro utilizzato.

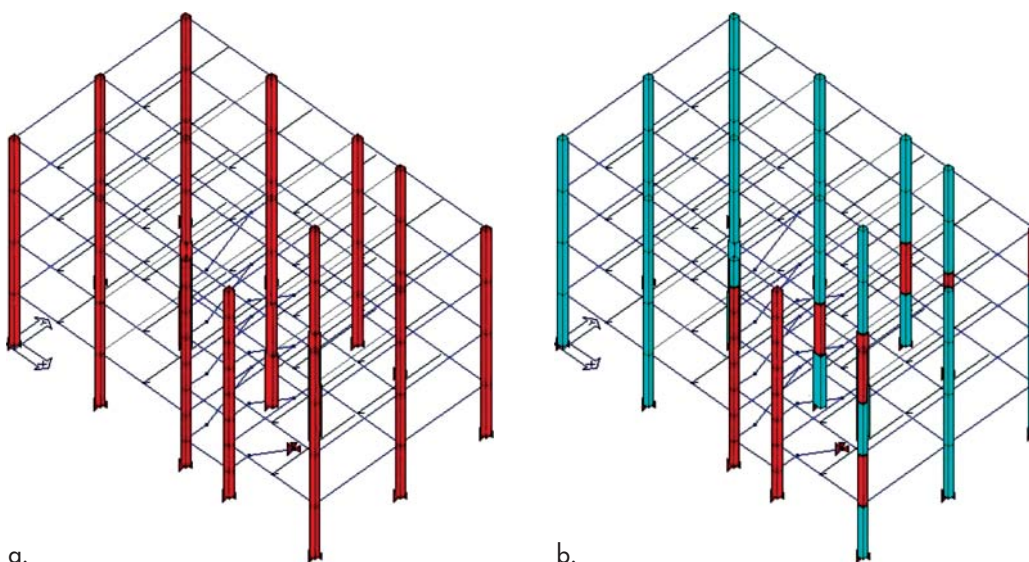
I risultati sopra esposti derivano essenzialmente dai diversi valori della pseudo-accelerazione corrispondenti ai periodi di vibrazione dei primi modi traslazionali (i quali determinano la maggior parte degli effetti nella struttura) valutati secondo gli spettri CS e RSL. In particolare, in corrispondenza dei periodi $T_2=0.53$ s e $T_3=0.45$ s i valori della pseudoaccelerazione efficace valutati con lo spettro RSL sono 0.134 g e 0.216 g, rispettivamente inferiori di circa il 50% e il 20% rispetto a quelli relativi allo spettro CS ($S_{a,e} \approx 0.268$ g).

In sintesi, la valutazione sismica basata sullo spettro RSL fornisce un numero significativamente inferiore di elementi che raggiungerebbero la crisi con valori minori del rapporto D/C rispetto a quanto si otterrebbe utilizzando lo spettro CS. Appare chiaro quanto questi risultati siano importanti per i successivi processi decisionali sia in merito ad entità, costi e tempi dell'intervento di rafforzamento che alla scelta della più idonea tipologia di intervento. In particolare, su quest'ultimo aspetto è utile osservare

Tabella 3 - Percentuale degli elementi non verificati ($D/C > 1$) per meccanismi duttili (flessione/presso-flessione) e fragili (taglio) in funzione dello spettro utilizzato.

Spettro utilizzato	Travi NON verificate [%]		Pilastri NON verificate [%]	
	duttile	fragile	duttile	fragile
CS	54	21	100	52
RSL	30	14	25	13

Figura 7
Esito delle verifiche di sicurezza nei pilastri adottando lo spettro CS a) e RSL b). In rosso sono indicati gli elementi con esito della verifica non soddisfatto ($D/C > 1$).



che la presenza di un elevato numero di elementi da rafforzare indirizza generalmente verso un intervento di tipo globale (ad es. inserimento di pareti o controventi dissipativi) fino al punto che potrebbe risultare economicamente vantaggiosa la demolizione e conseguente ricostruzione. Di contro, un ridotto numero di elementi da rafforzare, come si ottiene in questo caso dall'analisi con RSL, potrebbe indirizzare la progettazione verso l'utilizzo di interventi di rinforzo locale.

4.4 Valutazione della sicurezza post-intervento (stato di progetto)

Dai risultati della valutazione della sicurezza riportati in precedenza risulta che la struttura in esame presenta un significativo *deficit* di protezione nei confronti delle azioni sismiche, principalmente dovuto alla carenza di armature longitudinali nei pilastri, come tipicamente accade nelle strutture progettate a soli carichi verticali. La crisi nelle travi è causata principalmente dalla carenza di armature longitudinali inferiori in corrispondenza delle sezioni di estremità.

In considerazione dei risultati ottenuti dalle analisi con spettro CS, per conseguire il risultato dell'adeguamento sismico della struttura, appare necessario prevedere un intervento globale. A tale scopo è stato previsto l'inserimento di pareti (con aperture) in c.a. di spessore 20 cm collocate in una delle campate dei due telai di testata della struttura (Figura 8) ed estese per l'intera altezza dell'edificio. Tali elementi, in considerazione della loro maggiore rigidezza rispetto agli elementi esistenti, saranno essenzialmente sotto-

posti agli sforzi derivanti dalle azioni orizzontali, riducendo il valore delle sollecitazioni negli altri elementi e, in particolare, in quelli della scala, i cui elementi risultano particolarmente vulnerabili. Gli elementi strutturali esistenti continueranno ad essere sollecitati principalmente dalle azioni verticali. Inoltre, al fine di accrescere la rigidezza torsionale e ridurre, di conseguenza, gli effetti indotti dalla posizione eccentrica della scala, si è prevista una parete anche nella campata perimetrale parallela al lato maggiore più distante dalla scala. Inoltre, per recuperare situazioni locali di deficit in alcuni elementi strutturali, prevalentemente collocati all'ultimo livello, sono stati previsti anche alcuni limitati interventi di rinforzo locale realizzabili, ad esempio, con incamiciatura in acciaio.

L'inserimento delle pareti, analogamente a quanto sarebbe accaduto con altre soluzioni di intervento globale (es. controventi in acciaio), ha determinato un significativo incremento della rigidezza laterale della struttura. Infatti, dall'analisi modale risulta che il periodo fondamentale nella configurazione *post*-intervento è pari a 0.27 s (era 0.61 s nella configurazione *ante*-intervento), con spostamenti diretti parallelamente alla direzione X (mentre era un modo rotazionale nella configurazione *ante*-intervento). Il secondo e il terzo modo hanno periodo 0.19 s e 0.12 s, caratterizzati da traslazioni lungo la direzione Y della struttura e rotazioni dell'impalcato, rispettivamente.

Naturalmente, poiché il dimensionamento dell'intervento (pareti + rinforzi locali) è stato progettato considerando i risultati delle analisi con-

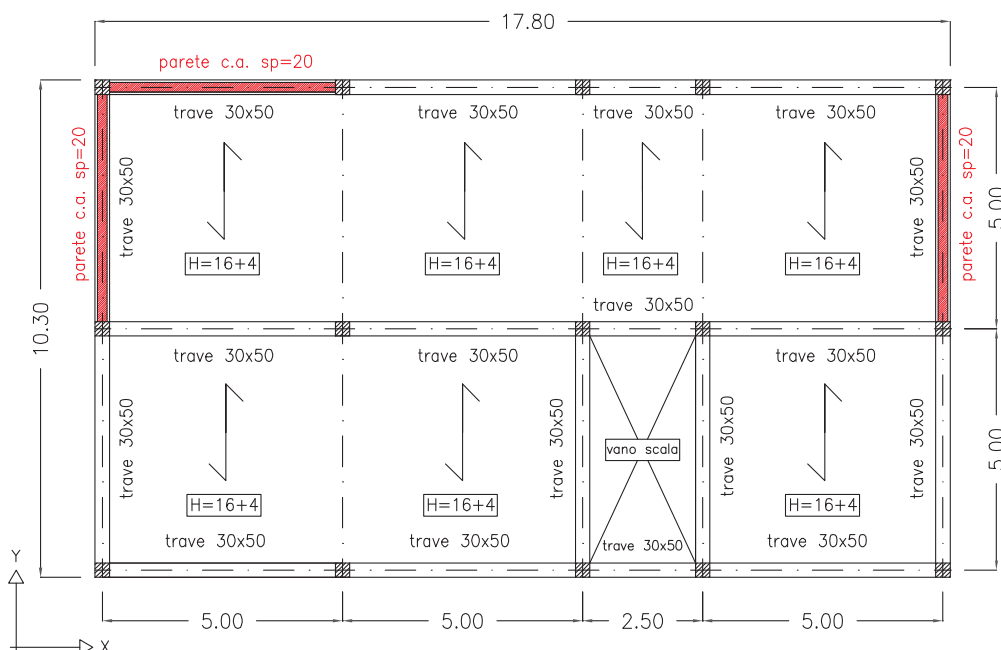


Figura 8
Schema in pianta dell'intervento di rafforzamento.

dotte sull'edificio iniziale con lo spettro CS, tutti gli elementi strutturali (travi e pilastri) presentano valori $D/C < 1$ per lo stato limite di salvaguardia della vita verificato con azioni da spettro CS (Fig. 9a).

Al fine di esaminare l'efficacia dell'intervento di rafforzamento progettato sulla base dei risultati della valutazione con spettro CS, la configurazione *post-intervento* è stata verificata anche utilizzando lo spettro RSL. Dalle analisi è emerso che in un numero limitato di pilastri (7% circa) collocati all'ultimo livello, e in alcune travi dei primi due livelli (6% circa), la verifica non risulterebbe soddisfatta. In particolare, sebbene la capacità degli elementi inizialmente non verificati sia stata incrementata anche con interventi locali dimensionati utilizzando le azioni da spettro CS, il massimo rapporto D/C è mediamente 1.15 dei pilastri, mentre è 1.08 per le travi. Pertanto, l'intervento progettato sulla base dello

spettro CS non risulterebbe verificato in caso di analisi con spettro RSL e, di conseguenza, sarebbe necessario un ulteriore intervento di rafforzamento al fine di garantire la sicurezza complessiva della struttura. Tenuto conto che il dimensionamento dell'intervento di rafforzamento è stato effettuato sulla base degli esiti della valutazione con spettro CS che erano molto più onerosi rispetto a quelli con spettro RSL, in termini di numero di elementi non verificati e di valori del rapporto D/C , tale risultato si può considerare in qualche modo non atteso.

In realtà, analogamente a quanto già emerso nella fase di valutazione, gli esiti delle verifiche *post-intervento* sono determinati dai diversi valori di pseudoaccelerazione efficace calcolati secondo i due spettri utilizzati (CS e RSL) in corrispondenza dei periodi dei primi modi traslazionali. Infatti, a causa dell'irrigidimento della struttura conseguente all'inserimento delle pareti

Figura 9
Esito della verifica di sicurezza dei pilastri nella configurazione *post-intervento* adottando lo spettro CS a) e RSL b). In rosso sono indicati gli elementi con esito della verifica non soddisfatto ($D/C > 1$) mentre in celeste quelli con esito soddisfatto ($D/C \leq 1$).

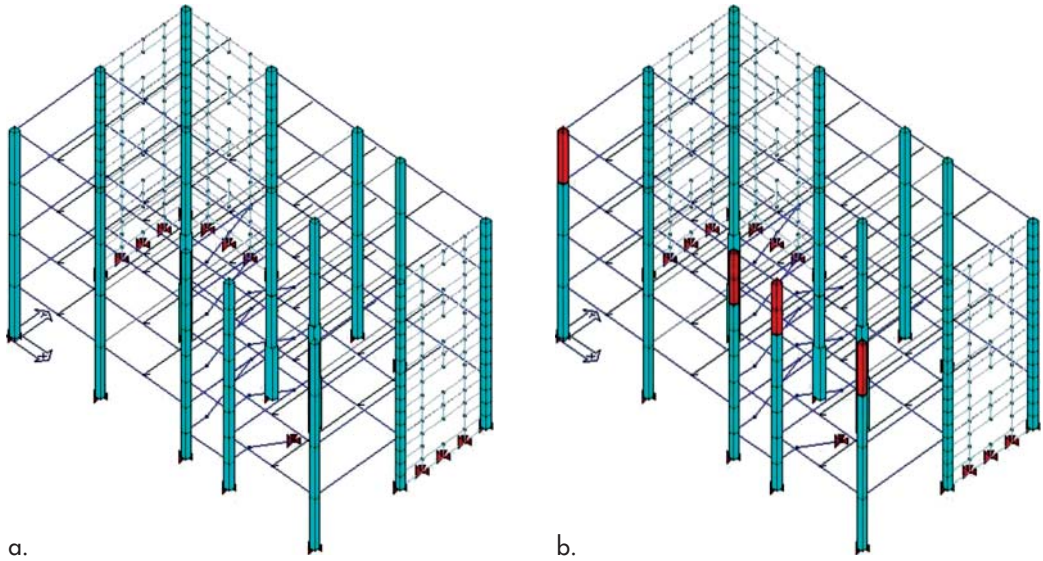
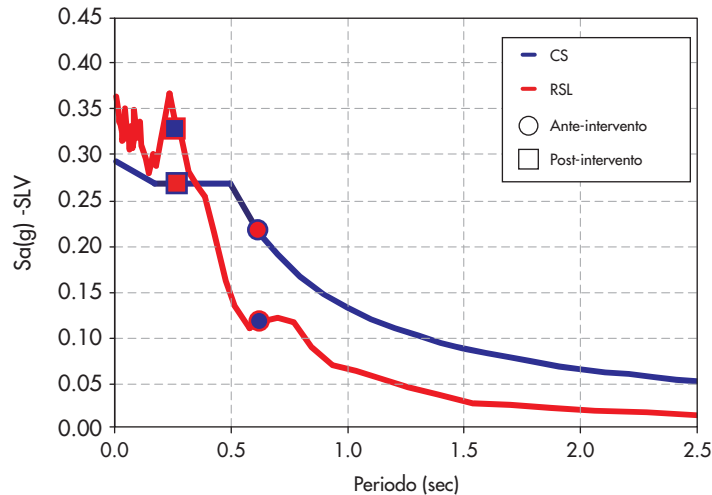


Figura 10
Spettri di progetto per classe di suolo B (curva blu) e da risposta sismica locale (curva rossa) con i rispettivi valori di $S_{a,e}(T)$ relativi ai periodi del modo maggiormente significativi *ante-* e *post-intervento*.



di taglio, i valori dei primi periodi di vibrazione nella condizione post-intervento si vanno a collocare nell'intervallo di valori di pseudoaccelerazione più elevati per lo spettro RSL (Figura 10). In particolare, in corrispondenza del periodo fondamentale $T_1 = 0.27$ s il valore della pseudoaccelerazione è 0.268 g per lo spettro CS, mentre sale a 0.325 g (+18%) per quello RSL, facendo sì che l'intervento progettato con azioni CS risulti non verificato con azioni RSL. Pertanto, un dimensionamento che poteva apparire più cautelativo, poiché basato su una valutazione dello stato di fatto con esiti più onerosi come quella derivante dallo spettro CS, risulterebbe non sufficiente alla verifica condotta con azioni da spettro RSL.

5. Conclusioni

Dopo un inquadramento tecnico e normativo, il lavoro esamina alcuni aspetti metodologici relativi alla definizione delle azioni sismiche tramite studi di risposta sismica locale (RSL) fornendo alcune indicazioni utili all'applicazione nella pratica professionale, tra la quali le modalità per il passaggio dallo spettro elastico a quello di progetto. Inoltre, vengono analizzate le differenze con l'approccio semplificato basato sulle classi di suolo e, allo scopo di meglio evidenziare e discutere le caratteristiche peculiari dei due approcci, viene sviluppata una applicazione ad un edificio esistente in c.a., progettato a soli carichi verticali, basata sulla comparazione dei risultati ottenuti utilizzando come azione sismica sia lo spettro da RSL che da classe di suolo.

Gli esempi riportati mostrano come la valutazione sismica dello stato di fatto, le scelte progettuali di intervento per il rafforzamento sismico e, infine, la verifica dell'intervento stesso dipendano, oltre che dalle caratteristiche strutturali dell'edificio, anche dalle caratteristiche in frequenza ed intensità dell'input sismico di progetto.

Gli studi di RSL consentono di portare più accuratamente in conto le caratteristiche locali del sottosuolo e pertanto, se ben condotti, indirizzano verso soluzioni progettuali in grado di garantire

il miglior compromesso tra esigenze di sicurezza e di economicità dell'intervento. Naturalmente, la qualità del risultato, oltre che da una più approfondita conoscenza dell'input sismico, dipende anche da una adeguata conoscenza delle caratteristiche strutturali e dinamiche della costruzione. A tale scopo, appare necessario che si sviluppi una proficua collaborazione tra le diverse figure professionali coinvolte nel processo di progettazione (ingegneri, sismologi, geologi, ecc.) che, mirata a valorizzare le rispettive competenze, consenta una più efficiente distribuzione delle risorse richieste per le analisi di vulnerabilità e, soprattutto, per la individuazione delle soluzioni progettuali più efficaci sia nella messa in sicurezza di edifici esistenti che nella realizzazione di strutture nuove.

Con riferimento alla scelta dell'approccio da seguire, le attuali norme tecniche appaiono piuttosto vaghe nella definizione dei limiti di applicabilità dell'approccio semplificato rispetto a quello basato su RSL. Se è evidente che l'approccio con classi di suolo può essere efficacemente utilizzato in presenza di una stratificazione regolare, rappresentativa di un assetto modellabile con un approccio monodimensionale (strati piano-paralleli senza inversioni di velocità e variazioni laterali dei parametri), sarebbe auspicabile che future versioni delle norme definiscano in modo più preciso quando è necessario determinare le azioni sismiche sulla base di studi di RSL. Inoltre, sarebbe utile "premiare" la ricerca di dati più accurati nella definizione dell'input sismico, ad esempio attraverso l'utilizzo di fattori di confidenza diversificati in funzione del livello di conoscenza acquisito, in analogia con quanto accade nella valutazione sismica delle strutture.

Ringraziamenti

Gli autori desiderano ringraziare Giuseppe Naso del Dipartimento della Protezione Civile per il suo attento lavoro di revisione. Le osservazioni ed i suggerimenti forniti hanno contribuito a migliorare contenuto e presentazione del lavoro.

Bibliografia

- Bramerini F., Di Pasquale G., Naso G., Severino M. (2008) - Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica. Vol. 1 (Parti I e II) e Vol. 2 (Parte III). Dipartimento Protezione Civile, Conferenza Regioni e Province Autonome.
- Bosco M., Ghersi A., Marino E. D. (2008) - Eccentricità correttive per la valutazione della risposta sismica di edifici asimmetrici mediante analisi statica non-lineare, Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato. E. Cosenza, G. Manfredi, G. Monti (eds), 217-224.
- Chopra A.K. (2007) - Dynamics of structures - theory and applications to earthquake engineering. Prentice Hall Editor.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009, S.O. n. 27.

- Cosenza E., Verderame G.M., Zambrano A. (2008) - Capacità sismica degli edifici esistenti in c.a.: l'influenza della scala, Convegno ReLUIS – Linea 2, Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti in c.a., Roma.
- Gallipoli M.R., Chiauzzi L., Stabile T., Mucciarelli M., Masi A., Lizza C., Vignola L., 2013-a (2013) - The role of site effects in the comparison between code provisions and near field strong motion of the emilia 2012 earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, (published online 7 May 2014), DOI: 10.1007/s10518-014-9628-7.
- Gallipoli M.R., Bianca M., Mucciarelli M., Parolai S., Picozzi M., 2013-b (2013) - Topographic versus stratigraphic amplification: mismatch between code provisions and observations during the L'Aquila (Italy, 2009) sequence. *Bull Earthquake Eng* DOI 10.1007/s10518-013-9446-3.
- Iervolino I., Cosenza E., Galasso C. (2009) - Spettri, accelerogrammi e le nuove norme tecniche per le costruzioni. Vol. 01 - 2009. *Progettazione Sismica*.
- Lizza C., Vignola L. (2012) - Determinazione della risposta sismica locale: un caso di studio in Val d'Agri; in "Tecniche semplificate per la stima dell'amplificazione sismica e della dinamica degli edifici", a cura di Marco Mucciarelli, Aracne Editrice, ISBN 978-88-548-4495-7.
- Luzi L., Puglia R., Pacor F., Gallipoli M.R., Bindi D., Mucciarelli M. (2011) - Proposal for a soil classification based on parameters alternative or complementary to $V_{s,30}$. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9:1877-1898.
- Manfredi G., Masi A., Pinho R., Verderame G., Vona M. (2007) - Valutazione di edifici esistenti in C.A., Collana di manuali di progettazione antisismica, IUSS Press, Pavia. ISBN: 978-88-6198-013-6.
- Masi A. (2003) - Seismic vulnerability assessment of gravity load designed R/C frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 1, N. 3, pp. 371-395.
- Masi A. (2005) - La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive, *Il Giornale delle Prove Non Distruttive*, n. 1, 2005.
- Masi A., Digrisolo A., Santarsiero G. (2014) - Concrete Strength Variability in Italian RC Buildings: Analysis of a Large DataBase of Core Tests. *Applied Mechanics and Materials*, Vol. 597, pp. 283-290.
- NTC2008. D.M. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme tecniche per le costruzioni. Ministero delle Infrastrutture.
- OPCM 3519 (2006) - Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento delle medesime zone. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519. GU 108 del 11 maggio 06.
- Pace B., Albarello D., Boncio P., Dolce M., Galli P., Messina P., Peruzza L., Sabetta F., Sanò F., Visini F. (2011) - Predicted ground motion after the L'Aquila 2009 earthquake (Italy, Mw 6.3): input spectra for seismic microzoning. *Bull Earthquake Eng* (2011) 9:199-230.
- PEER Strong Motion Database (2014) - <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html> - Data ultimo accesso ottobre 2014.
- Pitilakis K., Riga E., Anastasiadis A. (2013) - New code site classification, amplification factors and normalized response spectra based on a worldwide ground-motion database. *Bull Earthquake Eng* (2013) 11:925-966.

Gli Autori

Prof. Angelo Masi

Laureato con lode in Ingegneria Civile presso l'Università "Federico II" di Napoli, Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni dal 1998 all'Università di Chieti-Pescara e poi all'Università della Basilicata, nel 2013 ha conseguito l'abilitazione scientifica nazionale per il ruolo di Professore Ordinario (I fascia) nel SSD ICAR-09 – Tecnica delle Costruzioni.

Svolge attività di ricerca di tipo teorico e sperimentale su temi di Ingegneria Strutturale e Rischio Sismico riportata in oltre 180 pubblicazioni su riviste e atti di congressi nazionali e internazionali.

Partecipa ai principali convegni nazionali ed internazionali sui temi dell'ingegneria strutturale e sismica ed in tale ambito opera frequentemente come Chairman o Convenor di Sessione (13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004; 2nd fib Conference, 2006; Convegni ANIDIS, AIPND, GNGTS) nonché come Componente del Comitato Scientifico ed Organizzatore.

Opera da molti anni come revisore delle più prestigiose riviste del settore dell'Ingegneria Strutturale e Sismica, tra le quali *Earthquake Spectra*, *Journal of Structural Engineering*, *Bulletin of Earthquake Engineering*, *Engineering Structures*, *Journal of Earthquake Engineering*, *Natural Hazards*.

Ha partecipato attivamente alle attività di predisposizione dell'EC8 - Part 3: *Assessment and Retrofitting of Buildings*, ed alla revisione delle norme sismiche italiane in qualità di esperto invitato.

È inoltre membro del RILEM Technical Committee ISC – In situ Strength assessment of Concrete, responsabile scientifico di numerosi progetti e convenzioni di ricerca, Componente del Consiglio Direttivo della Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), membro del Comitato Editoriale delle riviste *Progettazione Sismica* e *L'Edilizia-Structural* e componente del Comitato Nazionale della Campagna di informazione *Io Non Rischio*.

Ing. Vincenzo Manfredi

È un Ingegnere civile laureato con lode presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università della Basilicata (anno 2007). Presso la medesima Università ha conseguito il Dottorato di Ricerca in Rischio Sismico e attualmente svolge attività di ricerca come assegnista. Il tema di ricerca principale è la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, con particolare riferimento agli elementi non strutturali, sul quale ha prodotto pubblicazioni scientifiche su riviste e atti di convegno nazionali e internazionali.

Ing. Leonardo Chiauzzi

Laureato con lode in Ingegneria per l'Ambiente ed il Territorio nel 2007, si occupa di Gestione dei Rischi Naturali presso l'Università degli Studi della Basilicata dove, nel 2010, consegue il titolo di Dottore di Ricerca in rischio sismico. Dal 2010 è anche assegnista di ricerca presso la Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi della Basilicata. Le principali attività svolte riguardano la ricerca di tipo teorico, sperimentale ed in sito sui temi di Ingegneria Strutturale e Rischio Sismico riportate in numerose pubblicazioni su riviste scientifiche ed atti di congressi.

Prof. Marco Mucciarelli

Laureato in Fisica presso l'Università di Bologna nel 1983, è stato dapprima contrattista (Università di Bologna e di Siena) e successivamente Ricercatore a contratto (Università di Siena, 1985-1986), Professore a contratto di "Analisi di dati geologici" (Università di Siena, 1987-1992), Coordinatore dell'Unità pericolosità sismica presso ISMES S.p.a. (1987 - 1998).

Dal 1998 è Professore associato di Geofisica della Terra Solida presso l'Università della Basilicata e da luglio 2012 Direttore del Centro Ricerche Sismologiche dell'Istituto Nazionale di Oceanografia e Geofisica Sperimentale.

I principali campi di ricerca riguardano: l'analisi statistica della sismicità, la microzonazione sismica, le stime di pericolosità sismica, la sismicità indotta, la sismologia forense. Ha partecipato a progetti di ricerca finanziati dalla U.E. quali: SCENARIO (ENV4), Novovoronezh NPP Seismic Hazard Estimate (TACIS) e SEISMOCARE (ENV4). È stato inoltre Responsabile scientifico del progetto Chernobyl NPP Seismic Hazard Estimate (TACIS), Coordinatore del progetto FAUST (ENV4) e Direttore del progetto Nato "Science for Peace 980857, Assessment of seismic site amplification and building vulnerability in former Yugoslavian Republic of Macedonia, Croatia and Slovenia" (2004-2008).

Tra il 2000 ed il 2007 ha coordinato studi di microzonazione sismica in oltre 50 comuni delle regioni Marche e Basilicata.

Dal 2005 al 2007 è stato coordinatore del progetto "Scenari di scuotimento e di danno atteso in aree di interesse prioritario e/o strategico" nell'ambito dei Progetti Sismologici e Vulcanologici di interesse per il Dipartimento della Protezione Civile.

Coordinatore Nazionale del Progetto PRIN 2007 "Tecniche semplificate per lo studio della risposta sismica di sito", ha partecipato agli studi di microzonazione per conto del Dipartimento della Protezione Civile a seguito del terremoto dell'Abruzzo (2009).

Il link alla sua pagina personale è: <http://tersiscio.blogspot.it/>

Dott. Geol. Carmine Lizza

Laureato in Scienze Geologiche indirizzo Geofisico/Strutturale presso l'Università degli Studi della Basilicata e abilitato all'esercizio della libera professione dall'anno 2001, collabora con il Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia Applicata dell'Università degli studi della Basilicata sia in termini di progetti scientifici, sia di contratti di consulenza con oltre 10 pubblicazioni scientifiche. Dal 2012 è amministratore della Mallet Srl, Società di servizi di progettazione di ingegneria integrata qualificata nel settore della geologia, dell'ingegneria sismica e nella consulenza ambientale, che opera sull'intero territorio nazionale ed è specializzata nella pianificazione territoriale, nell'esecuzione di indagini geofisiche e geotecniche e nella progettazione antisismica di edifici civili ed industriali.

È stato coordinatore, dal 2010 al 2013, della commissione Protezione Civile presso l'Ordine dei Geologi della Basilicata e, dal 2013, membro della commissione Microzonazione Sismica.

Dott. Geol. Luigi Vignola

Laureato in Scienze Geologiche indirizzo Geofisico/Strutturale presso l'Università degli Studi della Basilicata, è iscritto all'Albo Professionale dei dottori Geologi della Basilicata dall'anno 2002.

Collabora con il Dipartimento di Strutture, Geotecnica e Geologia Applicata dell'Università degli studi della Basilicata in termini di progetti scientifici e di attività di consulenza, testimoniata da pubblicazioni scientifiche. Dal 2002 svolge la professione di geologo con incarichi sia in ambito privato, sia nel contesto delle pubbliche amministrazioni. Ha fornito consulenza a svariati comuni della Basilicata nel campo della pianificazione territoriale occupandosi principalmente di microzonazione sismica. Dal 2006 è socio della Società Cooperativa Alpha-geo che svolge indagini geofisiche e geognostiche in ambito geologico e dell'ingegneria civile.

Si è occupato nel 2011 dello studio di microzonazione sismica di I livello del Comune di Pignola (OPCM3907) e nel 2013 di quello del Comune di Paterno (OPCM 4007). Dal 2012 è socio della Mallet Srl, società di servizi di progettazione di ingegneria integrata.

È stato coordinatore, dal 2010 al 2013, della commissione Protezione Civile presso l'Ordine dei Geologi della Basilicata e, dal 2013, membro della commissione Microzonazione Sismica.