

Adeguamento sismico di un edificio esistente in c.a. soggetto a sopraelevazione: confronto fra approcci mediante analisi spettrale e pushover

Seismic retrofit of an existing RC building with an additional new storey: comparison between spectrum modal and pushover analyses

Giuseppe Gugliotta¹ ■

Sommario

In questo articolo è descritto un intervento su di un edificio esistente finalizzato sia a modificarne l'uso, sia a progettare la costruzione di un nuovo piano, anche nell'ottica di un rinnovo estetico d'insieme.

L'edificio in esame è ubicato nel comune di Catanzaro in zona a sismicità medio-alta. Esso è costituito da una struttura intelaiata pluripiano in c.a. con solai in latero-cemento e rappresenta non solo un esempio tipico per la zona considerata, ma, ad intervento ultimato, anche una fra le strutture la cui presenza è auspicabile in zona sismica, grazie alla sua potenzialmente elevata capacità dissipativa in campo plastico.

Trattandosi di struttura realizzata nell'anno 2000 secondo le prescrizioni dell'allora vigente D.M. 16 gennaio 1996 ("Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", DM'96), è necessaria la verifica sismica secondo le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC'08).

Visto il cambio sostanziale dal vecchio al nuovo approccio normativo, la verifica sismica va intesa con un significato più ampio. Il nuovo approccio di tipo più specificatamente prestazionale entra infatti nel merito dei vari coefficienti che determinano l'azione sismica di progetto modificando di fatto in modo sostanziale la vecchia impostazione. La riduzione dell'azione sismica per la determinazione del valore di progetto è ora affidata esplicitamente al fattore di struttura q , che deve essere giustificato dal progettista. Anche se la norma suggerisce specifici valori da usare nei diversi casi, appare evidente come la valutazione diretta di q si possa ottenere anche attraverso un'analisi statica non lineare di tipo incrementale o pushover.

Nell'articolo si descrive il progetto di adeguamento sismico atto a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme attuali e si comparano i risultati ottenuti mediante analisi dinamica modale con spettro di risposta ed analisi pushover per diversi fattori di struttura, mettendo in evidenza come una scelta aprioristica del fattore di struttura q , senza accurate valutazioni, possa condurre a interventi di rinforzo spropositati.

Parole chiave: Adeguamento sismico, analisi pushover, compositi fibrorinforzati, edifici in c.a.

Abstract

The aim of this paper is to describe an intervention on an existing building to change its use and to add a storey, also in order to improve its global aesthetic aspect.

The building has been constructed in southern Italy, near the city of Catanzaro, in a medium-high seismicity zone and consists of a multistorey RC frame with reinforced brick-concrete slabs. Due to its high level of energy dissipation capacity, it belongs to a desirable typology in high seismic zones.

Since the building was constructed in the year 2000, the reference design code was the "Design Code for the Constructions in Seismic Zones" (DM'96). The current seismic design code dates back to 2008 (Technical Code for Constructions, NTC'08), so the seismic verifications have now to be developed in accordance with the new code.

The changes introduced by the new code in terms of seismic design approach and seismic verifications, are extremely relevant. In particular, the definition of the seismic input in the case of dynamic linear analysis with response spectrum or non-linear static (pushover) analysis, is explicitly based on the behaviour factor q , whose value must be justified by the designer. Although the code suggests appropriate values of q , an effective direct evaluation can be made through pushover analyses.

The seismic retrofit intervention addressed to achieve the safety levels prescribed by the current code is also described in this paper. The results coming from two different approaches (response spectrum and pushover analyses) are compared as a function of the q factor. It is shown that an aprioristic choice of the q factor without particular care or accurate evaluations, may lead to over-designed retrofit interventions.

Keywords: Seismic retrofiting, pushover analysis, fiber reinforced polymers, RC buildings.

¹ Ingegnere strutturista, Università della Calabria - ✉ mail@unical.it

1. Introduzione

In questo articolo si affronta il problema dell'adeguamento sismico di un edificio pluripiano a struttura intelaiata oggetto di sopraelevazione e cambio d'uso (Figura 1). Si descrivono gli aspetti salienti dell'esperienza professionale volta al recupero di un edificio esistente, costruito nell'anno 2000 e progettato secondo i criteri del D.M. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica" (d'ora in avanti DM'96), quindi da adeguare al nuovo contesto normativo. In fase di progetto sono valutati e comparati sia i risultati provenienti da metodi di analisi lineari e non lineari, sia le conseguenti soluzioni progettuali che ne derivano.

L'edificio in esame è ubicato nel comune di Catanzaro, in una zona storicamente contraddistinta da una sismicità medio-alta così come prevedono le mappe di pericolosità recentemente aggiornate. La struttura è del tipo intelaiata in c.a. con solai alleggeriti, tipica di questa zona sismica, essendo la tipologia prevalente e tra l'altro tra le auspicabili in tali zone per l'elevata capacità dissipativa in campo plastico, per la quale le NTC'08 assegnano il fattore di struttura più alto.

Più in generale, le strutture intelaiate sono fra quelle con maggiore capacità di dissipazione

di energia in campo plastico ovvero a maggiore duttilità, definita questa come la capacità di raggiungere elevate escursioni di deformazioni in campo plastico prima di pervenire alla formazione del meccanismo di collasso.

L'importanza delle tipologie strutturali in zona sismica era risaputa, ma veniva messa in conto nella precedente normativa in modo estremamente semplificato attraverso il coefficiente di risposta R ed eventualmente corretta per mezzo di un coefficiente β , chiamato coefficiente di struttura, che però, di fatto non teneva conto della tipologia strutturale dell'edificio ed era sempre assunto pari a 1, tranne per strutture in cui fossero presenti "telai ed elementi irrigidenti verticali e su questi ultimi prevalentemente si distribuiscano le azioni orizzontali" (DM'96), nel qual caso diventava pari a 1.2.

Secondo la nuova impostazione (NTC'08) la capacità delle strutture di dissipare energia in campo plastico per mezzo di cicli di isteresi viene messa in conto direttamente con il fattore di struttura q che abbatte lo spettro elastico di normativa ottenendo lo spettro di progetto inelastico. Da rimarcare, inoltre, come gli spettri elastici siano ora definiti in modo più dettagliato in funzione delle caratteristiche del sito e del valore del pe-

Figura 1
Edificio in esame:
a) vista laterale dello stato di fatto;
b) vista frontale dello stato di fatto,
c) rendering dello stato futuro vista laterale;
d) rendering dello stato futuro vista frontale.



riodo di ritorno associato a ciascuno stato limite di riferimento.

2. Il caso-studio

2.1 Descrizione e principali problematiche

L'edificio analizzato è a pianta rettangolare ed è costituito da 4 piani di cui uno seminterrato. I pilastri hanno sezione 30x70 cm² in tutti i piani ad eccezione di quelli a sostegno del corpo scala, che assumono una sezione di 30x30 cm². Le travi sono emergenti e di sezione 30x70 cm² al primo livello. Al secondo livello le travi sono sia emergenti, di sezione 30x70 cm², sia in spessore. Nei piani successivi le sezioni delle travi diventano 30x65 cm². Nell'ultimo piano, da costruire, si prevede che i pilastri manterranno la sezione dei piani inferiori e le travi avranno sezione 30x50 cm². I solai esistenti sono del tipo unidirezionale gettati in opera con spessore 30+5 cm mentre il nuovo solaio, della stessa tipologia, avrà spessore pari a 20+5 cm.

Il corpo scala è realizzato con soletta rampante appoggiata nel livello intermedio ad un pilastro 30x30 cm² ed a un pilastro 30x70 cm². Questa modalità costruttiva introduce una irregolarità strutturale in quanto trasforma i pilastri interessati in elementi tozzi a potenziale rottura fragile. Le armature presenti negli elementi vengono ricostruite mediante l'uso incrociato dei documenti progettuali e di indagini pacometriche puntuali ai vari piani. Prelievi di calcestruzzo a campione permettono di stimare le caratteristiche del materiale.

Ricordando che la realizzazione dell'edificio risale all'anno 2000, i materiali utilizzati sono i seguenti:

- Calcestruzzo 30/35 ($f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$);
- Acciaio FeB44K.

I rilievi accurati della struttura e le prove effettuate permettono di considerare un livello di conoscenza alto (LC3: fattore di confidenza unitario). I valori di calcolo per il calcestruzzo e l'acciaio, ottenuti dividendo le resistenze medie per il fattore di confidenza, vengono sintetizzati nella Tabella 1 distinguendo in caso di elementi duttili e di elementi fragili. Per questi ultimi le NTC'08 prescrivono la riduzione delle resistenze medie

anche secondo il coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

La risposta sismica locale è ottenuta modulando l'input sismico su suolo A (dati della zonizzazione nazionale) in funzione della categoria di sottosuolo e della condizione topografica.

Le indagini geologiche descrivono un suolo, entro 30 m di profondità, con velocità media delle onde di taglio di 302 m/s, per cui il tipo di suolo in cui ricade la costruzione è di tipo C in condizione topografica pianeggiante (categoria T1). La necessità di sopraelevare implica l'adeguamento sismico della struttura, obiettivo che può essere perseguito con uno dei metodi di analisi previsto dalle norme:

1. analisi dinamica lineare;
2. analisi statica non lineare;
3. analisi dinamica non lineare.

2.2 Input sismico: confronto fra norme precedenti ed attuali

Considerando che all'attualità gli strumenti a disposizione dei progettisti rendono onerosa l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari per strutture complesse e/o di particolare importanza, sia per i tempi di soluzione alti sia per la necessità di definire un set di storie temporali (accelerogrammi spettro-compatibili), confronteremo i vantaggi/svantaggi dei primi due modi di operare seguendo le prescrizioni delle NTC'08 per lo stato limite ultimo, premettendo che un confronto efficace fra DM'96 e NTC'08 andrebbe fatto comparando i due approcci nel loro insieme, valutando gli aspetti legati ai requisiti di regolarità strutturale, ai diversi valori del fattore di struttura associati a ciascuna tipologia strutturale, alle forme spettrali, ai coefficienti parziali di sicurezza, all'approccio agli stati limite, al criterio di gerarchia delle resistenze, alle verifiche locali, ai requisiti minimi geometrici e di armatura (Dolce, 2006).

Nonostante le differenze concettuali, proviamo a confrontare le due espressioni dell'azione sismica orizzontale per lo stato limite ultimo (Tabella 2). La valutazione, seppur nella sua semplicità in quanto si trascurano in questa fase gli aspetti legati alle verifiche locali che verranno risolti a valle dell'analisi, ha lo scopo di quantificare le azioni sismiche orizzontali in funzione del fattore di struttura.

Tabella 1 - Caratteristiche meccaniche dei materiali

Livello conoscenza alto (LC3) Fattore di confidenza FC=1	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo ($\gamma_m=1.5$)	Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio ($\gamma_m=1.15$)
Elementi duttili	30 N/mm ²	420 N/mm ²
Elementi fragili	20 N/mm ²	370 N/mm ²

DM'96:

$$F_h = C \cdot R(T) \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W \quad (1)$$

NTC'08

$$F_h = \frac{a_g}{g} \cdot F_0 \cdot S_A(T, T_B, T_C, T_D) \cdot S \frac{1}{q} W \quad (2)$$

Un esempio numerico ci aiuta a capire gli effetti del cambio normativo per una struttura situata nella zona di Catanzaro, zona a medio-alto rischio sismico contraddistinta dai parametri di sito riportati nelle Tabelle 3 e 4:

Per una struttura intelaiata regolare, abbastanza comune per gli standard costruttivi della zona sismica in esame, considerando una categoria di suolo di tipo C ed ipotizzando il periodo della struttura $T < T_C = 0.51$ s, così da situarci nella zona dello spettro a risposta massima (ipotesi coerente per edifici intelaiati di 4-5 piani), in funzione di diversi valori del fattore di struttura q ricavati dalle regole euristiche suggerite o imposte dalle NTC secondo si tratti di progetto di edificio nuovo o verifica dell'esistente, l'azione sismica orizzontale risulta variare da 2.2 a 5.9 volte quella calcolata rispetto alla precedente norma. È pur vero che la combinazione dell'azione nei due sistemi normativi è concepita in modo diverso, in particolare il DM'96 prevedeva per la combinazione sismica l'amplificazione dell'azione per 1.5. Inoltre le masse sismiche sono leggermente diverse e nelle

NTC'08 l'azione sismica si combina con le azioni gravitazionali prodotte da tali masse. Confrontando comunque l'azione sismica delle NTC'08 con quella amplificata del DM'96, in funzione del fattore di struttura q , l'incremento varia da 1.5 a 3.9 (come riportato nell'ultima colonna della Tabella 4).

Come detto, queste considerazioni non possono essere ritenute efficaci, né esaustive, però danno un'idea di come risultino particolarmente svantaggiati gli edifici esistenti sottoposti a verifica con semplici analisi lineari. Nel caso di verifica dell'esistente per mezzo di analisi lineari, infatti, la norma è abbastanza restrittiva sui valori di q adottabili ($q = 1.5$, ammettendo possibili incrementi fino a $q = 3$, purché adeguatamente giustificati, in quanto si presuppone che per questi edifici ci siano forti incertezze sulle risorse di duttilità effettivamente disponibili e non si possano escludere collassi di tipo fragile, al contrario di quanto avviene negli edifici di nuova progettazione in cui tali finalità sono perseguite mediante l'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze).

In Figura 2 si riportano gli spettri di progetto secondo i due approcci normativi per il tipo di suolo in cui ricade la costruzione (tipo C, con coefficiente stratigrafico $S_s = 1.34$). Nel nuovo contesto normativo l'intensità dell'azione sismica è circa 3 volte quella della precedente normativa. Inoltre, posto che la struttura sopraelevata tende ad essere più flessibile con conseguente aumento del periodo, si riporta il primo periodo

Tabella 2 - Azione sismica: confronto fra DM'96 e NTC 08**

Norma	Azione sismica F_h					
	Intensità	Forma Spettro	Protezione/Sicurezza	Coefficiente Suolo	Coeff./Fatt. Struttura	Massa
DM'96	C	R(T)	I	ε	β	$W_{DM'96}$
NTC 08	$a_g/g F_0$	$S_A(T, T_B, T_C, T_D)$	*	$S = S_s S_t$	$1/q$	$W_{NTC'08}$

* In funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica ovvero della probabilità di superamento di un evento di una data intensità. L'effetto viene inglobato nei parametri del sito (a_g, F_0, T_C^*) e quindi implicitamente si corregge lo spettro per forma e intensità.

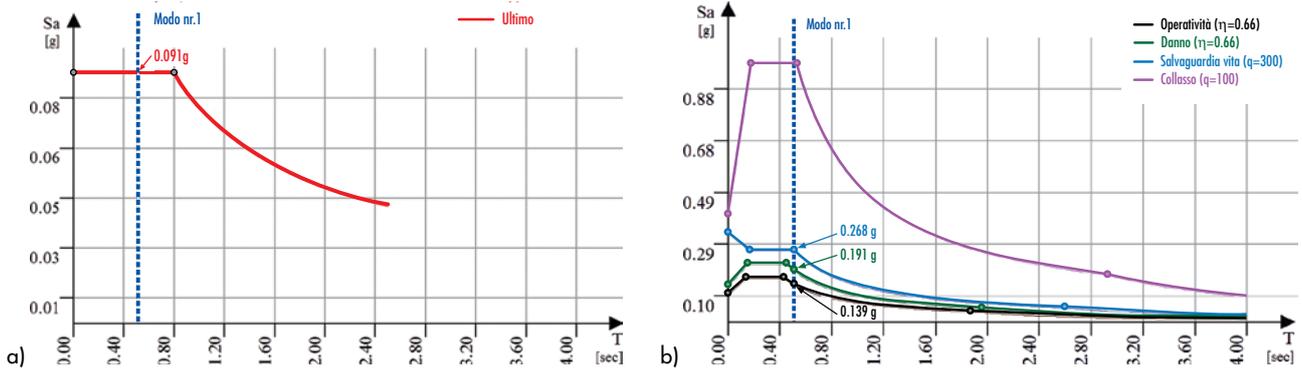
** Per le ragioni già specificate nel testo, il confronto è solo ipotetico e non esaustivo.

Tabella 3 - Determinazione dell'azione sismica orizzontale: DM'96

C	R(T)	I	ε	β	W	Fh DM 96
0.07	1	1	1.3	1	1	0.091

Tabella 4 - Determinazione dell'azione sismica orizzontale: NTC 08 e confronto con DM'96

Edificio	a_g/g	F_0	*	S	q	W	F_h NTC 08	Inc. F_h %	Inc. Comb. %
Nuovo	0.25	2.4	-	1.34	3.90	1	0.21	227	151
Esistente 1	0.25	2.4	-	1.34	3.00	1	0.27	295	196
Esistente 2	0.25	2.4	-	1.34	1.50	1	0.54	589	393



della struttura sopraelevata che risulta $T_1 < 0.51$ s, coerentemente all'ipotesi di partenza. Premesso che il confronto degli spettri delle due normative è solo uno dei parametri da prendere in considerazione, esaminiamo il progetto originale eseguito con analisi dinamica modale con spettro di risposta, facendo riferimento dapprima al DM'96 e ripetendo poi l'analisi utilizzando lo spettro indicato dalle NTC'08 con fattore $q = 3$. L'incremento di combinazione di azione sismica è di circa 2 (come riportato nell'ultima colonna della Tabella 4) e molto probabilmente la maggior parte degli elementi strutturali non saranno verificati. La situazione di verifica peggiora notevolmente se si adotta il valore minimo di $q = 1.5$.

2.3 Approccio progettuale

Nell'attuale contesto di studio ci si propone di perseguire una linea di intervento leggera mirata ad eliminare meccanismi fragili e circoscrivere i rinforzi in zone puntuali.

Dopo quanto detto, appare evidente che la verifica degli edifici esistenti passa per un'analisi statica non lineare (pushover) con valutazione diretta del rapporto di sovrarresistenza e del fattore di struttura. Questo modo di procedere, con un accurato livello di conoscenza della struttura, permette di individuare gli elementi fragili, sfruttare le risorse plastiche dei materiali e limitare gli interventi in zone circoscritte e ben definite come i nodi trave-pilastro. In altre parole si conserva formalmente lo schema statico, aumentando la resistenza e la duttilità di alcuni elementi, senza stravolgere la struttura originale con l'inserimento di setti in c.a. o di un sistema di controventi che, oltre a cambiare in modo sostanziale la struttura originale, modificano la distribuzione interna degli ambienti con costi spesso proibitivi. Le prescrizioni legate ai minimi di armatura e ai dettagli costruttivi, evidentemente non rispettate per edifici esistenti, vengono prese in considerazione nell'analisi pushover: le prime intervenendo direttamente sulla duttilità disponibile e le

secondo modificando i valori ottenuti tramite un opportuno coefficiente di riduzione della duttilità disponibile stessa.

3 Analisi strutturale

Il recupero degli esecutivi originali completi ha fornito le informazioni geometriche e i dettagli costruttivi; le informazioni sono state verificate con estese indagini "in situ". Le specifiche generali del progetto e i certificati originali delle prove di collaudo hanno fornito indicazioni circa le caratteristiche dei materiali utilizzati, valutati anche tramite le prove "in situ". In particolare sono stati effettuati carotaggi a campione su pilastri, travi e fondazioni e screening di verifica dei ferri d'armatura. La corrispondenza tra le informazioni documentate e quanto effettivamente rilevato nella campagna di prove ha permesso di raggiungere un livello di conoscenza LC3. Pertanto, in accordo con la tabella C8A.1.2 (Circ. Min. n.617/2009 delle NTC'08), è lecito applicare alle caratteristiche dei materiali un fattore di confidenza unitario ed è possibile utilizzare metodi di analisi non lineari.

La valutazione della sicurezza sismica della struttura esistente viene fatta mediante analisi statica non lineare, confrontando i risultati con quelli di un'analisi modale con spettro di risposta ridotto mediante fattore q .

3.1 Modellazione

L'organismo strutturale è stato modellato con il codice di calcolo *Edis 2000 v.9.78 di Newsoft*, software diffuso sia nella pratica professionale, sia in ambito accademico. Il modello tridimensionale agli elementi finiti è generato dall'assemblaggio di elementi resistenti, quali travi e pilastri, di spessore finito e modellati secondo la teoria delle travi tozze deformabili a flessione, taglio e torsione. Gli elementi dell'ossatura intelaiata tridimensionale sono interconnessi attraverso nodi a dimensione finita. Il contributo irrigidente dei solai nel loro piano è schematizzato mediante la

Figura 2
Spettri di progetto secondo i due approcci normativi:
a) DM'96; b) NTC'08.

modellazione del contributo irrigidente di ogni singolo solaio.

Il modello strutturale utilizzato per la fondazione è un grigliato di travi rovesce elastiche su suolo elastico alla Winkler.

L'elemento *trave*, utilizzato per la modellazione delle travi di piano e dei pilastri, si compone di tre parti: due tratti rigidi di estremità ed un tratto centrale deformabile di luce attiva inferiore alla lunghezza lorda dell'elemento. In presenza di dimensioni trasversali tipicamente ben maggiori di un decimo della luce dell'elemento, non appare in effetti giustificata l'ipotesi di comportamento alla De Saint Venant, tipica di analisi condotte con procedimenti manuali. Con l'uso di elementi deformabili a taglio, collegati attraverso nodi di dimensione finita che mettono in conto gli effetti dei disassamenti negli scarichi e le reali lunghezze di inflessione degli elementi, si ottiene una modellazione senz'altro più accurata. Trascurare l'effetto del nodo rigido e della rigidità a taglio, infatti, comporta un errore nelle sollecitazioni tanto maggiore quanto più le dimensioni trasversali crescono rispetto alla luce dell'elemento e questo può condurre a pericolosi sottodimensionamenti di elementi tipici quali pareti, pilastri o travi tozze. Per la modellazione della massa sismica è possibile scegliere il tipo di distribuzione: ripartita nei nodi o distribuita lungo l'elemento. La semplificazione usuale di concentrare le masse nei nodi può risultare inadeguata in quanto trascura i modi deformativi locali degli elementi, che possono essere tuttavia significativi per elementi snelli soggetti agli effetti sismici verticali.

Il programma utilizzato considera, più propriamente, la distribuzione reale delle masse ed integra l'energia cinetica su tutta la lunghezza degli elementi (massa uniformemente ripartita). L'uso di elementi la cui cinematica è arricchita da variabili interne consente una accurata messa in conto dei contributi deformativi locali. La differenza tra i due modi di procedere risulta evidente in presenza di modi di vibrazione locali, del tutto ignorati dall'analisi a masse concentrate.

La struttura, come detto, è stata modellata utilizzando elementi monodimensionali per travi e pilastri ed elementi bidimensionali per i solai e le scale. In particolare, in fondazione il modello della struttura è bloccato coerentemente all'ipotesi che eventuali cedimenti differenziali vengono gradualmente assorbiti dalla fondazione stessa durante il processo costruttivo. Ai materiali sono assegnate le caratteristiche riportate in Tabella 1.

3.2 Analisi dinamica modale

L'analisi è condotta in campo dinamico lineare con la tecnica degli spettri di risposta. Vengono cioè, in via preliminare, determinati i modi propri di vibrazione della struttura e quindi la

risposta al sisma di ciascuno di essi in base allo spettro di risposta fornito dalla normativa. Il singolo contributo modale è quindi visto come una condizione indipendente di carico da combinare con i contributi degli altri modi in sede di calcolo delle sollecitazioni con la regola di combinazione selezionata nelle opzioni di analisi: SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati) oppure CQC (combinazione quadratica completa). Considerando una condizione di carico separata per ciascuno dei modi di vibrazione della struttura, tenendo conto ogni volta del fattore di partecipazione conseguente all'angolo di incidenza del sisma più restrittivo, la combinazione dei modi fornisce le sollecitazioni massime.

Gli effetti dovuti all'eccentricità accidentale della masse vengono messi in conto aggiungendo una ulteriore condizione di carico che tiene conto del momento torcente dovuto all'eccentricità accidentale.

3.3 Analisi dinamica lineare con fattore q

Si esegue l'analisi dinamica elastica sul modello con spettro di risposta, previa impostazione dei materiali, definendo preventivamente il valore del fattore q da applicare allo spettro di progetto associato allo stato limite considerato. La limitazione delle NTC, nel caso di analisi lineare su edifici esistenti, di assumere $q = 1.5$ è molto restrittiva, come discusso nel §2.2. La norma permette di assumere al massimo $q = 3$ se adeguatamente giustificato, ma anche in questo caso, pur abbattendo lo spettro elastico, le verifiche degli elementi non saranno soddisfatte e si rendono necessari importanti interventi di rinforzo, spesso invasivi e profondamente incidenti sulla configurazione originaria della struttura.

Ancora in merito alla scelta del fattore di struttura, occorre tener presente che in ogni caso per le verifiche che presuppongono meccanismi di tipo fragile (come ad esempio quelle a taglio) le Istruzioni di corredo alle NTC'08 (C.M. n. 617/09) suggeriscono prudenzialmente il fattore di struttura 1.5 (Tab. C8.4).

Pertanto, a livello pratico si dovrebbe ripetere l'analisi col fattore conservativo $q = 1.5$ e verificare gli elementi fragili con gli sforzi derivanti da questa analisi. Se al contrario si opera usando il fattore di struttura minimo i risultati dell'analisi diventano così penalizzanti per la struttura originale da richiedere importanti contromisure come ad esempio, solo per citare le più comuni forme di intervento passivo, l'introduzione di setti e/o controventi per far fronte all'azione sismica.

Le NTC 08 prescrivono che siano considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% della massa totale della struttura. L'analisi modale non fornì

sce lo spettro completo della struttura, l'insieme cioè di tutti i suoi modi di vibrazione, ma solo quelli a periodo più elevato. Se il numero dei modi calcolati è sufficiente a comprendere quelli a maggiore partecipazione, ciò permette tuttavia una ricostruzione adeguata, anche se approssimata, della risposta dinamica.

Nella Tabella 5 si riportano i risultati di tale analisi: ad ogni modo sono associati il periodo corrispondente, le percentuali di massa eccitata lungo le direzioni x, y e z, le percentuali di massa cumulata orizzontale e verticale e la forma del modo corrispondente (flessionale, torsionale).

È utile notare che, nonostante si tratti di una struttura "regolare", i primi due modi non attivano il 75% della massa, che secondo il § 7.3.4.1 delle NTC'08 sono necessari per l'esecuzione dell'analisi statica non lineare. Questo aspetto è conseguenza della massiccia presenza di setti ai primi due livelli che, inibendo gli spostamenti di interpiano, limitano la massa attivata.

Edisis consente di arricchire tali informazioni attraverso il completamento modale, che mette in conto gli effetti della parte complementare dello spettro, determinando tre modi aggiuntivi (ultime tre righe di Tabella 5), uno per ciascuna delle direzioni base dell'eccitazione sismica, che raccolgono gli effetti dei modi a basso periodo proprio (ma non necessariamente a fattore di partecipazione trascurabile). Il completamento è sempre conveniente in quanto consente una migliore accuratezza nella ricostruzione della risposta dinamica e diventa essenziale nei casi in cui vi sia una partecipazione significativa anche in modi a basso periodo proprio, come tipicamente avviene in corrispondenza di azioni sismi-

che verticali. La componente verticale dell'accelerazione sismica agisce infatti prevalentemente su modi a basso o bassissimo periodo e quindi una rappresentazione che metta in conto solo i modi a periodo più elevato resta insufficiente a cogliere gli effetti.

Entrando più nello specifico, a tale modo complementare è possibile associare un periodo ed un'accelerazione spettrale in quanto rappresentato da una ulteriore forma modale o autovettore (ortogonale a tutte le precedenti calcolate) che accorpa il contributo dei modi ad alta frequenza trascurati. L'analisi condotta su m modi, tali da eccitare una frazione di massa significativa (e.g. 75%), trascura i modi ad alta frequenza e quindi la pulsazione del modo $m+1$ è tale che $\omega_{m+1} \gg \omega_i$ (con $i < m$). In questo caso la risposta del modo risulta essere di tipo statico e quindi dominata dalla rigidità. Nell'equazione di equilibrio dinamico:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = p(t) \tag{3}$$

i primi due termini relativi alla massa ed allo smorzamento risultano trascurabili e quindi la soluzione discende dalla relazione (Leger Wilson 1988, Carr 1994):

$$u_c = p/\omega_c^2 \tag{4}$$

Noto il modo complementare (autovettore), la massa e la rigidità della struttura, si può stimare il periodo come per un qualunque modo dalle relazioni:

$$\lambda = \omega_c^2 = u_c^T Ku_c / u_c^T Mu_c \tag{5}$$

Tabella 5 - Risultati dell'analisi modale con spettro di risposta ridotto con fattore $q = 3$

Risultati dell'analisi spettrale ($q=3$)															
Modo	Periodo del modo			Partecipazione di massa					Forma	A.spettrale slu		A.spettrale sld		A.spettrale slo	
	Tslu	Tsld	Tslo	mx	my	mz	mch	mcv		aso	asv	aso	asv	aso	asv
1	0.5092	0.5092	0.5092	0.643	0.000	0.000	0.322	0.000	preval. X	0.268	0.080	0.191	0.017	0.140	0.012
2	0.3691	0.3691	0.3691	0.000	0.464	0.000	0.554	0.000	preval. Y	0.268	0.110	0.216	0.024	0.165	0.016
3	0.3049	0.3049	0.3049	0.003	0.016	0.000	0.563	0.000	torsionale	0.268	0.133	0.216	0.029	0.165	0.019
4	0.1998	0.1998	0.1998	0.154	0.000	0.000	0.640	0.000	preval. X	0.268	0.203	0.216	0.044	0.165	0.029
5	0.1405	0.1405	0.1405	0.000	0.126	0.000	0.703	0.000	preval. Y	0.280	0.270	0.211	0.059	0.165	0.039
6	0.1275	0.1275	0.1275	0.051	0.000	0.000	0.728	0.000	preval. X	0.285	0.270	0.204	0.059	0.160	0.039
7	0.1141	0.1141	0.1141	0.000	0.003	0.000	0.730	0.000	torsionale	0.290	0.270	0.197	0.059	0.154	0.039
8	0.1017	0.1017	0.1017	0.000	0.185	0.001	0.823	0.001	preval. Y	0.295	0.270	0.191	0.059	0.148	0.039
9	0.0947	0.0947	0.0947	0.029	0.000	0.000	0.837	0.001	preval. X	0.298	0.270	0.187	0.059	0.145	0.039
10	0.0892	0.0892	0.0892	0.000	0.001	0.401	0.838	0.402	preval. Z	0.300	0.270	0.184	0.059	0.143	0.039
11	0.0882	0.0882	0.0882	0.000	0.059	0.001	0.867	0.403	preval. Y	0.300	0.270	0.183	0.059	0.142	0.039
12	0.0835	0.0835	0.0835	0.000	0.000	0.011	0.867	0.414	preval. Z	0.302	0.270	0.181	0.059	0.140	0.039
cx	0.0689	0.0689	0.0689	0.119	0.000	0.000	0.927	0.414	compl. X	0.308	0.270	0.173	0.059	0.134	0.039
cy	0.0434	0.0434	0.0434	0.000	0.146	0.000	1.000	0.414	compl. Y	0.318	0.267	0.160	0.063	0.123	0.043
cz	0.0644	0.0644	0.0644	0.000	0.000	0.586	1.000	1.000	compl. Z	0.310	0.270	0.171	0.059	0.132	0.039

$$T = 2\pi/\omega_c \quad (6)$$

Il periodo così calcolato rappresenta con buona approssimazione una stima del periodo dei modi ad alta frequenza trascurati nell'analisi.

Ciononostante, in Edisis è comunque possibile il calcolo di un numero importante (128) di modi per l'efficienza dell'algoritmo implementato per la ricerca degli autovalori (restarted Lanczos). A titolo di esempio, con 72 modi si attiva l'85% della massa in direzione z. Con 128 modi si raggiunge il 90% della massa in direzione z con un tempo di calcolo dell'ordine del secondo.

In Tabella 6 si riportano, per ogni livello, la massa sismica, le coordinate del centro di massa e di rigidezza, la direzione principale di rigidezza (angolo antiorario rispetto ad x), la rigidezza traslazionale principale, secondaria e torsionale, la radice quadrata del rapporto della rigidezza torsionale e flessionale media, la dimensione efficace ed il rapporto fra queste ultime due grandezze, che rappresenta un indice per verificare l'ipotesi di interpiano rigido torsionalmente ($r/l_s > 0.8$) prescritto dalle NTC'08. Infine θ è il parametro di sensibilità alle non linearità geometriche (trascurabile se $\theta < 0.1$).

La tabella mostra la regolarità strutturale con graduali riduzioni delle rigidezze e delle masse in elevazione e con la direzione principale di rigidezza pressoché invariata. Si può notare la drastica riduzione di rigidezza in corrispondenza del 3° impalcato (livello 6-4, avendo modellato il corpo scala con la presenza di un pianerottolo intermedio) per effetto della massiccia presenza di setti ai livelli sottostanti.

Un commento a parte meritano le rigidezze traslazionali ai vari piani. Ai primi due livelli la presenza di setti in c.a. aumenta notevolmente la rigidezza pertanto i rapporti di rigidezza tra i piani 2-3 risultano superiori a 10 e gli spostamenti di piano sono di conseguenza trascurabili. Per spostamenti di interpiano limitati la massa sismica attivata è inferiore al 75%, valore necessario per giustifica-

re l'analisi pushover. Basta ripetere l'analisi, trascurando i piani bassi (1 e 2), coerentemente con l'osservazione precedente, che i primi due modi attivano oltre l'80% della massa sismica.

Trattandosi di un edificio esistente progettato secondo il DM'96, si è reso necessario eseguire un'analisi simulata per il progetto delle armature, che sono state ragguagliate agli esecutivi in modo da poter procedere alla verifica degli elementi o all'esecuzione dell'analisi non lineare. Effettuati questi passaggi, sono stati quindi determinati gli elementi sottodimensionati in termini di verifiche a presso-flessione e a taglio. In Tabella 7 si riportano per le travi evidenziate in Figura 3 i valori dei momenti ($Ma-$, $Ma+$) e dei tagli agenti (Ta) per la combinazione sismica ultima ottenuti dall'analisi modale con spettro di risposta. Per ogni zona si indica il corrispondente valore della sollecitazione resistente ($Mr-$, $Mr+$, Tr) in base alle armature presenti per la verifica a flessione retta. I campi vuoti indicano che il momento agente è inferiore al momento resistente. Le sezioni di estremità sono sottodimensionate a flessione, sia superiormente sia inferiormente, essendo, per la combinazione sismica, i diagrammi della sollecitazione flettente del tipo "a farfalla" come si può vedere nell'involuppo mostrato in Figura 5. I valori critici a taglio nella zona centrale sono da imputarsi all'eccessivo passo delle staffe in questa zona.

Nella Tabella 8 sono riportati per i pilastri evidenziate in Figura 4 i valori dei momenti e dei tagli agenti per la combinazione sismica ultima ottenuti dall'analisi modale con spettro di risposta. Per ogni zona (estremità piede/testa) e per ogni direzione (*destra* = asse x+, *sinistra* = asse x-, *superiore* = asse y+, *inferiore* = asse y-) si indica il corrispondente valore della sollecitazione resistente in base alle armature presenti per la verifica a pressoflessione deviata. Infine nella colonna f_d si riporta l'impegno a pressoflessione che per sezioni in campo elastico deve risultare inferiore all'unità. Alcune sezioni sono sottodimensionate a pressoflessione. Si fa presente che il valore del

Tabella 6 - Massa sismica, centro masse e rigidezze, rigidezze di interpiano e parametri di controllo (dimensioni masse in t, lunghezze in m, angoli in gradi sessagesimali, rigidezze traslazionali in kN/cm e rigidezza torsionale in kNm/1000, radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e traslazionale media r in cm, dimensione efficace in pianta l_s in cm, rapporti r/l_s e θ adimensionali)

Rigidezze di interpiano													
Liv	Mtot	Xm	Ym	dirK1	Xr	Yr	K1	K2	Kt	r	ls	r/ls	q
9-8	180.25	11.26	8.50	80.74	10.90	7.85	5009.08	4515.94	59479.60	1116.8	793.7	1.41	0.0012
8-6	594.68	11.25	8.03	82.96	9.50	6.48	9759.38	7043.09	94810.51	1055.5	793.7	1.33	0.0018
6-4	1042.84	11.24	7.97	86.23	10.16	6.96	12177.64	9025.79	131124.29	1106.1	793.7	1.39	0.0022
4-2	1677.49	11.04	7.95	89.22	9.36	5.30	207966.60	20056.74	2832160.83	1384.6	873.3	1.59	0.0010
2-1	2200.27	11.03	7.85	89.62	10.38	1.76	645217.34	303210.03	12536316.72	1577.0	873.3	1.81	0.0003
1-0	2315.27	10.95	7.70	-88.83	10.95	-2.54	296643.22	112199.13	7294780.55	1803.6	873.3	2.07	0.0001

Pianta al livello 4 - Quota 9.75 m

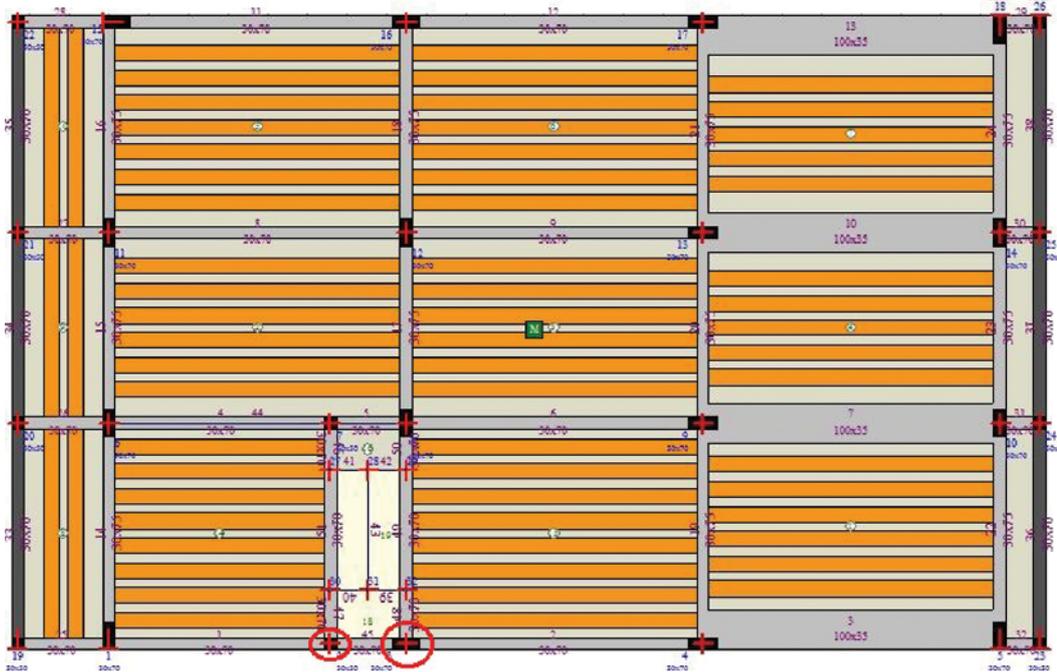


Figura 3
Modello dell'edificio:
a) schema della pianta impalcato al 2° livello: il corpo scala, realizzato con soletta rampante appoggiata nei pilastri cerchiati in rosso nel disegno, altera la regolarità strutturale trasformando i pilastri di appoggio in elementi tozzi; b) Vista 3D.



taglio resistente è stato calcolato come il minimo tra i valori corrispondenti alla rottura dell'acciaio teso e del calcestruzzo compresso d'anima secondo il punto 4.1.2.1.3.2 delle NTC'08. Cautelativamente, inoltre, è stato assunto il valore minimo corrispondente a $\cot\theta = 1$ con crisi dell'acciaio teso.

Analogamente a quanto detto in precedenza, nella Tabella 9 si riportano, per i pilastri tozzi indicati ed evidenziati in Figura 4, i valori dei momenti flettenti e dei tagli agenti per la combinazione sismica ultima. Sono state riscontrate importanti criticità nella verifica a taglio: questo

risultato era peraltro atteso e le stesse NTC'08 prescrivono di verificare gli elementi fragili con valore ridotto del fattore di struttura ($q = 1.5$). Nella Figura 6 si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per le pilastrate formate da elementi tozzi per la presenza dell'interpiano del corpo scala. Gli involuipi mostrano sezioni critiche per presso-flessione e taglio. La presso-flessione è associata a valori importanti di sforzo normale e pertanto la sezione manifesta comportamento fragile.

I risultati numerici appena commentati sono visualizzati in Figura 7 mediante mappatura di colore

Tabella 7 - Sezioni sottodimensionate nelle travi e nei pilastri (lunghezze in cm, momento agente M_a e resistente M_r in kNm, taglio agente T_a e resistente T_r in kN

Sezioni sotto dimensionate nelle travi						Momento-		Momento+		Taglio	
Trv	i-j	liv	BxH	zona	sl	M_{a-}	M_{r-}	M_{a+}	M_{r+}	T_a	T_r
4	6-7	6	30x65	sin	slv	324.42	165.59	316.18	165.59	-	-
4	6-7	6	30x65	mez	slv	-	-	-	-	105.0	68.7
4	6-7	6	30x65	des	slv	242.90	209.05	-	-	115.8	108.9
5	7-8	6	30x65	sin	slv	-	-	190.31	185.90	143.2	138.3
5	7-8	6	30x65	mez	slv	-	-	190.31	185.90	143.2	138.3
5	7-8	6	30x65	des	slv	-	-	190.31	185.90	143.2	138.3
6	8-9	6	30x65	sin	slv	284.20	173.83	278.21	173.83	-	-
6	8-9	6	30x65	mez	slv	-	-	-	-	96.1	68.7
6	8-9	6	30x65	des	slv	377.69	217.19	331.09	173.83	110.9	108.9
7	9-10	6	30x65	sin	slv	384.75	213.76	381.31	213.76	114.8	108.9
7	9-10	6	30x65	mez	slv	-	-	-	-	108.9	68.7
7	9-10	6	30x65	des	slv	366.21	213.56	299.11	170.20	123.6	108.9

Tabella 8 - Sezioni sottodimensionate nei pilastri (lunghezze in cm, momento agente Ma e resistente Mr in kNm, taglio agente Ta e resistente Tr in kN

Sezioni sotto dimensionate nei pilastri													
Pil	alfa	BxH	liv	zona	dir	sl	Momento M1		Momento M2		fd	Taglio	
							Ma1	Mr1	Ma2	Mr2		Ta	Tr
1	90.0°	30x70	4-6	piede	des	slv	-	-	-	-	-	145.0	131.45
1	90.0°	30x70	4-6	piede	sin	slv	-	-	-	-	-	145.0	131.45
1	90.0°	30x70	4-6	piede	sup	slv	169.42	168.44	-81.42	400.25	1.05	104.9	84.37
1	90.0°	30x70	4-6	piede	inf	slv	-140.48	127.73	22.27	319.61	1.21	104.9	84.37
1	90.0°	30x70	4-6	testa	des	slv	-	-	-	-	-	145.0	131.45
1	90.0°	30x70	4-6	testa	sin	slv	-	-	-	-	-	145.0	131.45
1	90.0°	30x70	4-6	testa	sup	slv	-	-	-	-	-	104.9	84.37
1	90.0°	30x70	4-6	testa	inf	slv	-	-	-	-	-	104.9	84.37
8	90.0°	30x70	4-6	piede	des	slv	-	-	-	-	-	175.4	131.45
8	90.0°	30x70	4-6	piede	sin	slv	-	-	-	-	-	175.4	131.45
8	90.0°	30x70	4-6	piede	sup	slv	166.87	154.61	-53.27	385.24	1.18	107.8	84.37
8	90.0°	30x70	4-6	piede	inf	slv	-	-	-	-	-	107.8	84.37
8	90.0°	30x70	4-6	testa	des	slv	-	-	-	-	-	175.4	131.45
8	90.0°	30x70	4-6	testa	sin	slv	-	-	-	-	-	175.4	131.45
8	90.0°	30x70	4-6	testa	sup	slv	-	-	-	-	-	107.8	84.366
8	90.0°	30x70	4-6	testa	inf	slv	-165.00	153.53	57.39	382.79	1.18	107.8	84.366
10	90.0°	30x70	4-6	piede	des	slv	472.16	367.58	-36.59	150.29	1.71	271.5	131.454
10	90.0°	30x70	4-6	piede	sin	slv	-442.14	381.22	-54.15	156.96	1.46	271.5	131.454
10	90.0°	30x70	4-6	piede	sup	slv	-	-	-	-	-	108.8	84.37
10	90.0°	30x70	4-6	piede	inf	slv	-176.09	165.00	-15.60	398.38	1.14	108.8	84.37
10	90.0°	30x70	4-6	testa	des	slv	365.23	378.47	42.48	155.68	1.01	271.5	131.45
10	90.0°	30x70	4-6	testa	sin	slv	-390.83	364.34	24.92	148.72	1.18	271.5	131.45
10	90.0°	30x70	4-6	testa	sup	slv	-	-	-	-	-	108.8	84.37
10	90.0°	30x70	4-6	testa	inf	slv	-	-	-	-	-	108.8	84.37

Tabella 9 - Sezioni sottodimensionate nei pilastri tozzi (lunghezze in cm, momento agente Ma e resistente Mr in kNm, taglio agente Ta e resistente Tr in kN

Sezioni sotto dimensionate nei pilastri tozzi													
Pil	alfa	BxH	liv	zona	dir	sl	Momento M1		Momento M2		fd	Taglio	
							Ma1	Mr1	Ma2	Mr2		Ta	Tr
2	90.0°	30x30	4-5	piede	sup	slv	-	-	-	-	-	82.4	55.92
2	90.0°	30x30	4-5	piede	inf	slv	-	-	-	-	-	82.4	55.92
2	90.0°	30x30	4-5	testa	sup	slv	-	-	-	-	-	82.4	55.92
2	90.0°	30x30	4-5	testa	inf	slv	-	-	-	-	-	82.4	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	piede	des	slv	-	-	-	-	-	115.8	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	piede	sin	slv	-	-	-	-	-	115.8	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	piede	sup	slv	-	-	-	-	-	133.4	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	piede	inf	slv	-	-	-	-	-	133.4	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	testa	des	slv	-	-	-	-	-	115.8	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	testa	sin	slv	-	-	-	-	-	115.8	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	testa	sup	slv	107.60	104.17	14.80	99.96	1.09	133.4	55.92
2	90.0°	30x30	5-6	testa	inf	slv	-	-	-	-	-	133.4	55.92
3	0.0°	30x70	4-5	piede	des	slv	-	-	-	-	-	302.1	131.45
3	0.0°	30x70	4-5	piede	sin	slv	-404.64	403.47	-64.78	160.43	1.17	302.1	131.45
3	0.0°	30x70	4-5	piede	sup	slv	-	-	-	-	-	154.0	112.81
3	0.0°	30x70	4-5	piede	inf	slv	-	-	-	-	-	154.0	112.81
3	0.0°	30x70	4-5	testa	des	slv	-	-	-	-	-	302.1	131.45
3	0.0°	30x70	4-5	testa	sin	slv	-	-	-	-	-	302.1	131.45
3	0.0°	30x70	4-5	testa	sup	slv	-	-	-	-	-	154.0	112.81
3	0.0°	30x70	4-5	testa	inf	slv	-	-	-	-	-	154.0	112.81
3	0.0°	30x70	5-6	piede	des	slv	-	-	-	-	-	260.9	131.45
3	0.0°	30x70	5-6	piede	sin	slv	-	-	-	-	-	260.9	131.45
3	0.0°	30x70	5-6	testa	des	slv	-	-	-	-	-	260.9	131.45
3	0.0°	30x70	5-6	testa	sin	slv	-	-	-	-	-	260.9	131.45

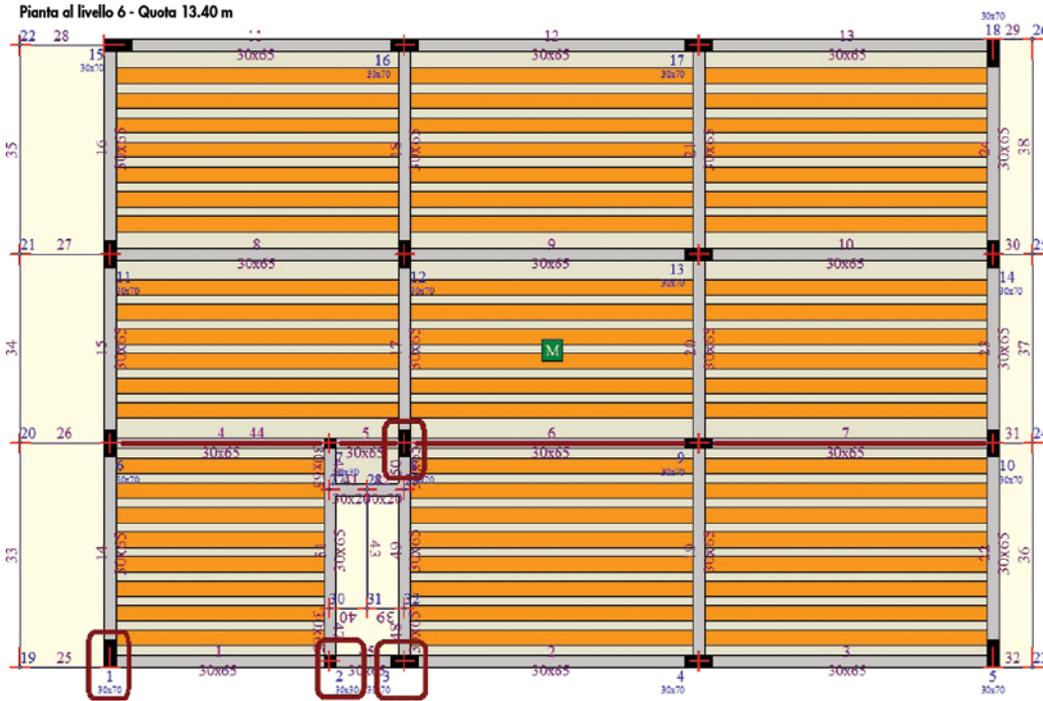
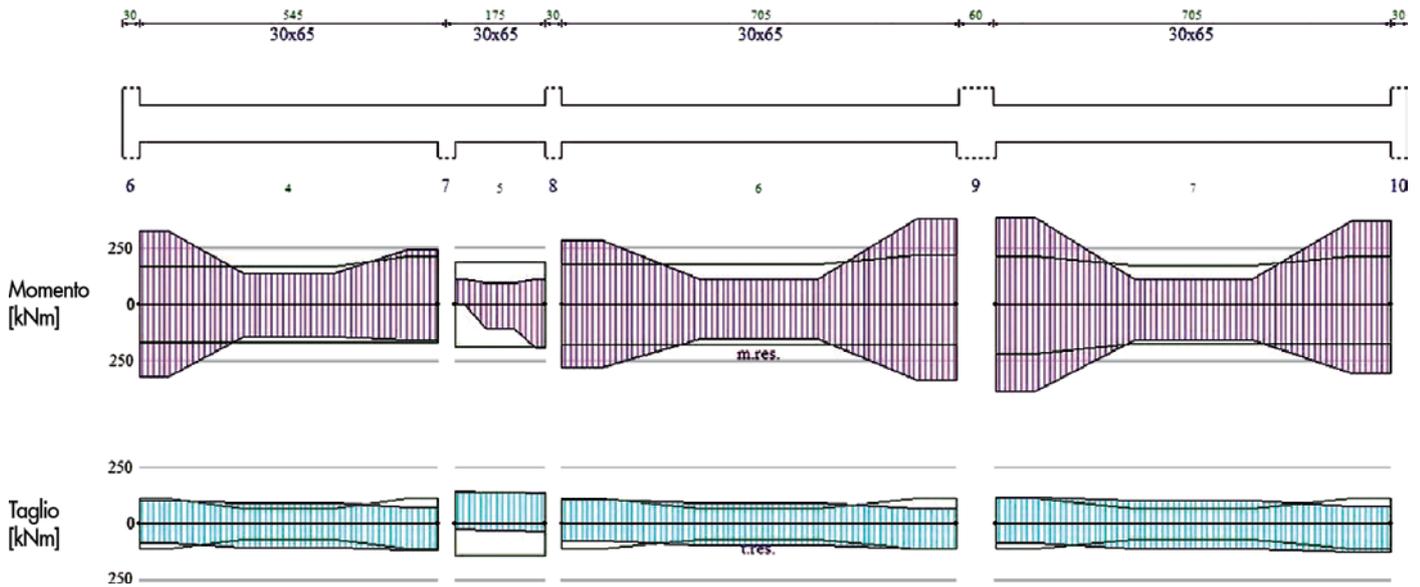


Figura 4
Pianta del 3° livello con in evidenza gli elementi aventi sezione sottodimensionata. Lunghezze in cm.

Tel.2 liv.6: Involuppo comb. Ultima Sis.



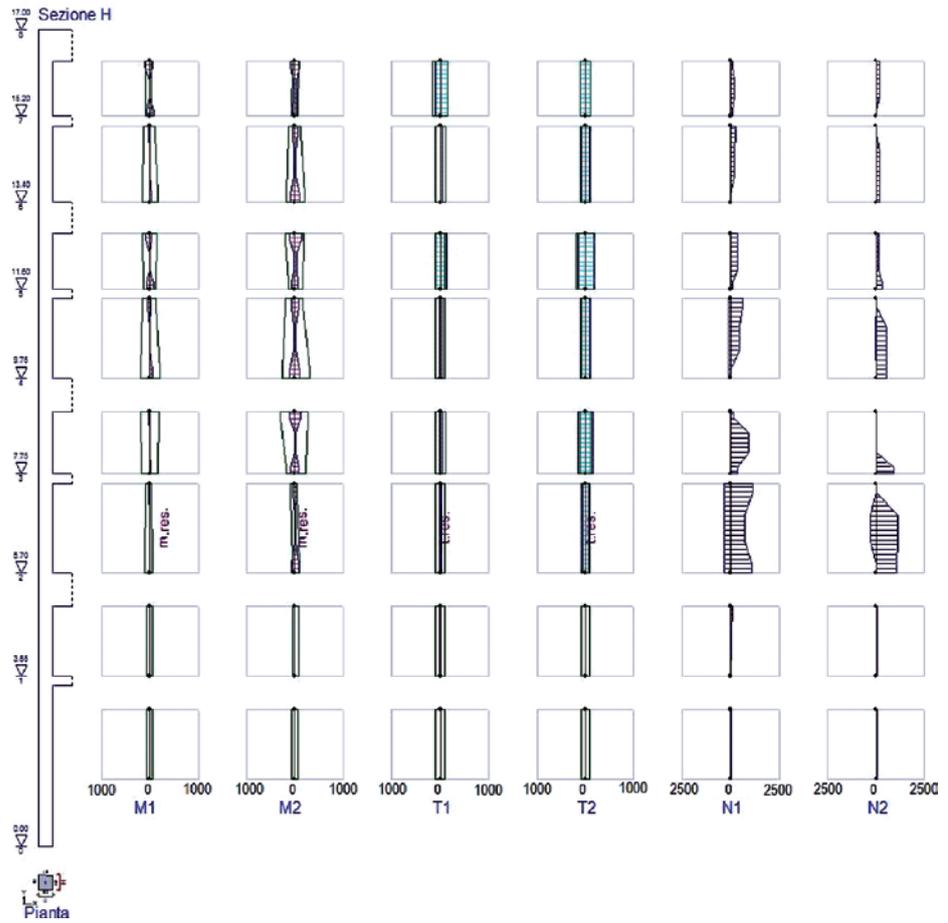
per facilitare l'individuazione degli elementi maggiormente sollecitati (rosso = impegno tensionale massimo, blu = impegno minimo) nell'ambito della combinazione ultima sismica. La quasi totalità dei pilastri non situati nei piani bassi (1, 2) sono caratterizzati da una sollecitazione molto elevata. I piani più bassi, invece, grazie alla presenza dei setti subiscono spostamenti di piano trascurabili, soprattutto nella direzione corta, e sono i responsabili della scarsa attivazione della massa sismica.

Un commento ulteriore merita l'analisi con fattore di struttura conservativo $q = 1.5$ giustificato dal fatto che, per la presenza del corpo scala, alcuni pilastri diventano elementi tozzi a potenziale rottura fragile. La mappatura di colore per l'impiego tensionale della combinazione sismica ultima messa a confronto con la precedente ($q = 3$, Figura 7) mostra quanto importante sia la scelta del fattore q nella determinazione dell'intervento finale di adeguamento in termini di costo.

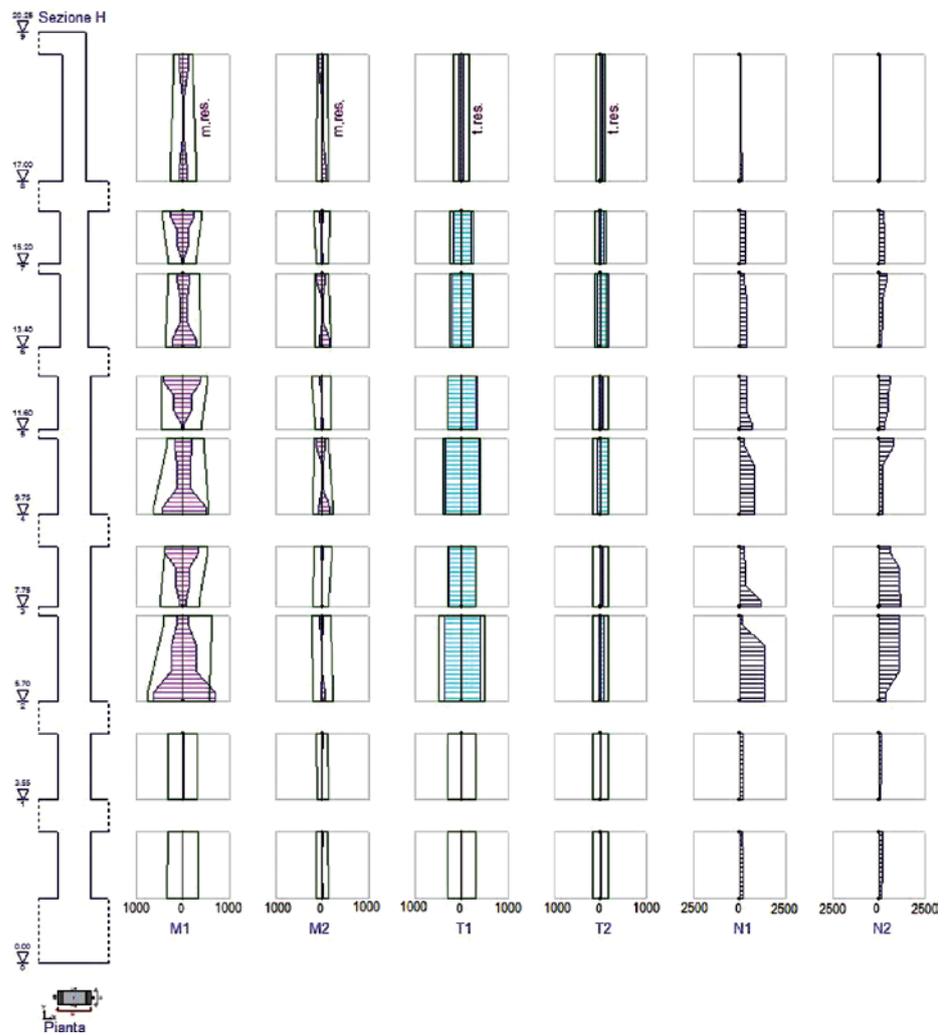
Figura 5
Diagrammi delle sollecitazioni per le travi 4, 5, 6, 7 per la combinazione sismica ultima. In base alle armature presenti, le sezioni di estremità risultano sottodimensionate a flessione. Dimensioni forze in kN e momenti flettenti in kNm.

Figura 6
 Diagrammi delle sollecitazioni per la pilastrata 2, in alto, e 3, in basso, per la combinazione ultima sismica. Dimensioni forze in kN, momenti flettenti in kNm.

Pilastrata 2: Involuppo comb. Ultima Sis.



Pilastrata 3: Involuppo comb. Ultima Sis.



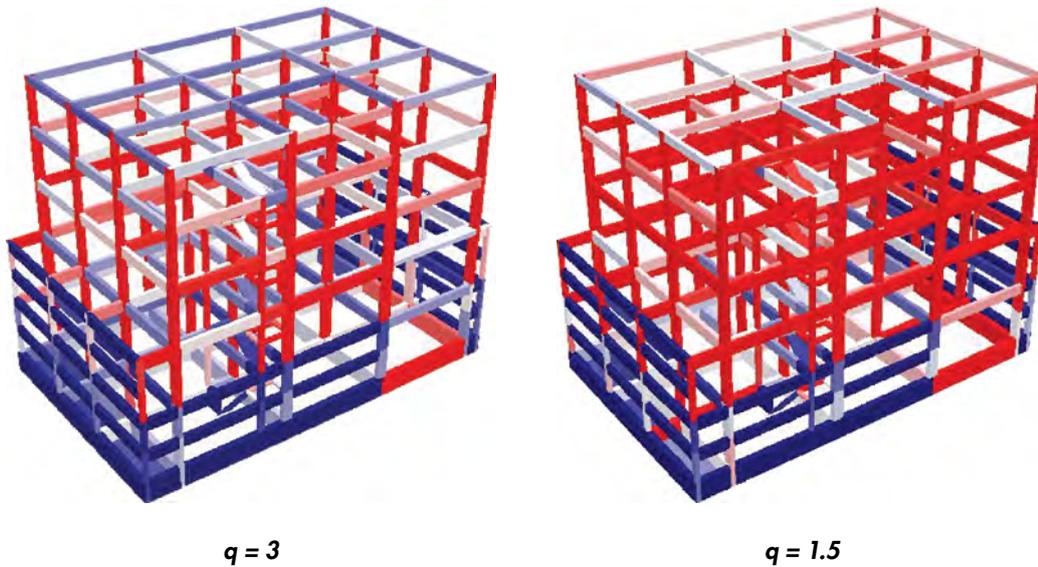


Figura 7
Impegno tensionale per la combinazione sismica ultima per analisi dinamica modale con spettro di risposta (fattore $q = 3$, a sinistra, $q = 1.5$ a destra). Nelle diverse tonalità di rosso sono rappresentati gli elementi sottodimensionati in funzione del relativo impegno tensionale: dal confronto visivo si evidenzia il maggior numero di elementi sottodimensionati per il fattore di struttura pari a 1.5.

3.4 Analisi statica non-lineare (pushover)

3.4.1 Descrizione del procedimento utilizzato

I recenti sviluppi della normativa tecnica hanno fatto assumere maggior importanza all'analisi statica non-lineare nell'ambito della progettazione in zona sismica. In particolare, con tale analisi è possibile conseguire due importanti obiettivi:

- calcolare con maggiore affidabilità il fattore di struttura da utilizzare nelle tradizionali analisi elastico-lineari;
- valutare la capacità sismica di edifici nuovi o esistenti mediante la verifica di alcuni stati limite di interesse.

Il calcolo del fattore di struttura attraverso l'analisi pushover permette di migliorare l'affidabilità dell'analisi elastico-lineare. Uno degli aspetti più delicati della modellazione elastico-lineare è rappresentato infatti dalla necessità di valutare gli effetti non lineari della risposta strutturale e di condensarli nel fattore di struttura, da cui dipendono le accelerazioni spettrali da associare ai modi di vibrazione. Considerata la funzione chiave che il fattore di struttura riveste nella definizione delle azioni sismiche, non è consigliabile limitarsi a valutarlo in base alla sola descrizione qualitativa della struttura (tipologia strutturale, numero di piani, ecc.), come pure suggerito dalla stessa normativa in mancanza di valutazioni più precise. La correlazione euristica su cui si basa questa valutazione, anche se fornisce indicazioni utili in media, non offre reali garanzie che l'azione sismica così calcolata non possa risultare fortemente sovrastimata o anche pericolosamente sottostimata.

Il secondo obiettivo mira ad estendere anche a strutture intelaiate quello che da tempo si applica

nell'analisi di edifici in muratura in zona sismica, cioè utilizzare l'analisi pushover per quantificare la sicurezza della struttura nei confronti di alcuni stati limite predefiniti corrispondenti al raggiungimento dello stato limite di operatività (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e del collasso strutturale (SLC).

Le NTC'08 presentano nel §7.3.4.1 l'analisi statica non lineare (o pushover) come un ulteriore strumento di valutazione del comportamento di strutture soggette al sisma e dispongono che essa possa essere utilizzata per:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza a_u/a_1 che intervengono nel calcolo del fattore di struttura q ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica in edifici progettati col fattore di struttura q ;
- effettuare analisi di edifici di nuova costruzione in sostituzione dei metodi di analisi lineari;
- valutare la vulnerabilità di edifici esistenti.

Con l'analisi pushover la struttura è assoggettata ai carichi statici quasi-permanenti e ad una distribuzione di accelerazioni sismiche agenti lungo una prefissata direzione, le quali vengono a mano a mano incrementate fino al raggiungimento del collasso. L'analisi è ripetuta facendo variare di volta in volta la direzione del sisma e la forma di distribuzione delle accelerazioni (costante e lineare) sull'altezza, in modo da campionare in maniera significativa le possibili forzanti. Il risultato finale è una curva forza-spostamento su cui è possibile individuare i punti corrispondenti agli stati limite di interesse.

Nelle analisi effettuate, gli elementi resistenti sono ipotizzati a comportamento elasto-plastico a duttilità limitata. In particolare per le strutture in

c.a., è fondamentale tenere conto sia delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dei ferri di armatura, sia della quantità delle armature stesse (staffe e barre longitudinali) presente negli elementi (travi, pilastri, pareti), poiché in grado di influenzarne anche la capacità di rotazione limite allo snervamento e al collasso. La fedele ricostruzione delle armature nel caso oggetto di studio è stata ottenuta esaminando il progetto esecutivo ed effettuando verifiche a campione mediante un accurato screening pacometrico.

Le NTC'08 specificano che per eseguire l'analisi è necessario associare al sistema strutturale reale un sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà, ma non mostrano esplicitamente il metodo per "regolarizzare" la curva di capacità e determinare così la risposta massima della struttura in termini di spostamento.

Il metodo qui descritto è lo stesso riportato nell'Eurocodice 8, al quale la normativa italiana consente di far riferimento e che a sua volta si basa sul metodo N2 (Fajfar, 2000). L'assunzione iniziale, relativa al fatto che un sistema a più gradi di libertà (MDOF) possa essere correlato alla risposta di un sistema equivalente ad un unico grado di libertà (SDOF, Figura 8), è valida purché:

- il comportamento del sistema reale MDOF è governato principalmente da un unico modo di vibrare fondamentale;
- la forma del modo principale di vibrare rimane invariata durante l'analisi.

L'analisi pushover è eseguita sottoponendo la struttura ad una distribuzione di forze laterali monotonamente crescenti, che rappresentano le forze inerziali. A seguito dell'incremento delle forze laterali, i singoli elementi si danneggiano in sequenza causando un degrado di rigidezza a livello sia locale, sia globale.

Il risultato finale dell'analisi è una "curva di capacità" relativa al sistema MDOF, che rappresenta il legame non lineare tra la forza V_b e lo spostamento D , dove V_b è il taglio alla base e D è lo spostamento in sommità (o di un punto di controllo preventivamente definito).

La scelta di un appropriata distribuzione delle forze laterali è un passo importante nell'analisi pushover. Infatti una soluzione unica non esiste e tra le ragionevoli distribuzioni, i risultati sono contenuti in intervalli limitati. Una soluzione pratica consiste nell'usare due differenti distribuzioni di carico e fare l'involuppo dei risultati.

Il vettore delle forze laterali P usato nell'analisi pushover è dato da:

$$P = p\Psi = pM\Phi \quad (7)$$

dove M è la matrice diagonale delle masse.

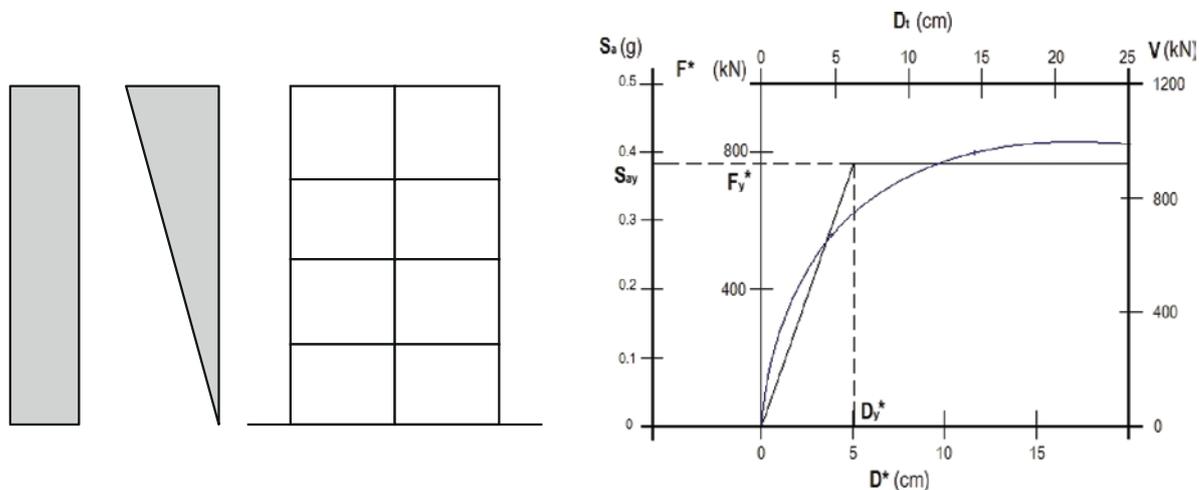
L'intensità delle forze laterali è controllata da p e la distribuzione delle forze laterali è rappresentata da Ψ . Tale distribuzione è legata alla funzione di forma degli spostamenti Φ (Figura 8 in alto).

Dall'equazione (3) consegue che la forza laterale al piano i -esimo è proporzionale alla componente Φ_i del vettore rappresentante la funzione di forma degli spostamenti assunti Φ pesata per la massa di piano m_i .

$$P_i = pm_i \Phi_i \quad (8)$$

Tale approccio, riguardante la distribuzione dei carichi laterali, ha uno specifico significato fisico. Se la forma assunta dallo spostamento laterale è esatta e costante durante l'eccitazione sismica, allora la distribuzione delle forze laterali è uguale alla distribuzione di forze sismiche efficaci. Inoltre, utilizzando le forze laterali dell'equazione 3, la trasformazione dal sistema MDOF al

Figura 8
Schema della distribuzione delle forze laterali (in alto) e curva di capacità scalata per il sistema SDOF e "regolarizzata" secondo una bilineare equivalente (in basso).



sistema SDOF equivalente e viceversa è rappresentata da semplici espressioni matematiche.

La domanda sismica è determinata mediante lo spettro di risposta. Il comportamento anelastico è preso in considerazione in modo esplicito con la rappresentazione della curva di capacità. Come conseguenza, la struttura dovrebbe essere modellata come un sistema SDOF per il confronto capacità/domanda. Uno dei metodi per la determinazione di un sistema SDOF equivalente, proposto dalla normativa, parte dall'equazione del moto del sistema MDOF:

$$M\ddot{U} + R = -M\tau a \quad (9)$$

U e **R** sono i vettori rappresentanti gli spostamenti e le forze interne, τ è il vettore di trasciamento corrispondente alla direzione sismica considerata e a è l'accelerazione al suolo come funzione del tempo.

È possibile dimostrare, tramite alcuni passaggi matematici che omettiamo per non appesantire la trattazione, che l'equazione del moto del sistema SDOF equivalente può essere riscritta come:

$$m^* \ddot{D}_t + F^* = m^* a \quad (10)$$

dove m^* è la massa equivalente del sistema SDOF.

$$m^* = \Phi^T M \tau = \sum \Phi_i m_i \quad (11)$$

D^* e F^* sono lo spostamento e la forza del sistema SDOF equivalente.

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (12)$$

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (13)$$

V è il taglio alla base del modello MDOF.

$$V = \sum P_i = \Phi^T M \tau p = p \sum m_i \Phi_i \quad (14)$$

La costante Γ , denominata fattore di partecipazione modale, controlla la trasformazione dal

modello MDOF a quello SDOF e viceversa:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (15)$$

Come si evince dalle equazioni (12) e (13), la stessa costante Γ si applica per la trasformazione sia delle forze, sia degli spostamenti. Come conseguenza, la relazione che lega forza e spostamento del sistema MDOF (curva V-D_t) si applica anche all'equivalente sistema SDOF (curva F*-D*), con la condizione che forze e spostamenti siano divisi per Γ . La rigidezza iniziale del sistema equivalente SDOF coincide con quella definita dalla curva V-D_t del sistema MDOF.

L'analisi richiede poi che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale bilineare equivalente, avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (Figura 9). Definita F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu}/\Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0.6 F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente. La forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $< 0.15 F_{bu}^*$.

Il periodo elastico T^* del sistema bilineare può essere determinato come:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (16)$$

dove F_y^* e D_y^* sono rispettivamente la forza e lo spostamento corrispondenti allo snervamento. Infine, la curva di capacità nel formato accelerazione-spostamento si ottiene dividendo le forze della curva F*-D* per la massa equivalente m^* .

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (17)$$

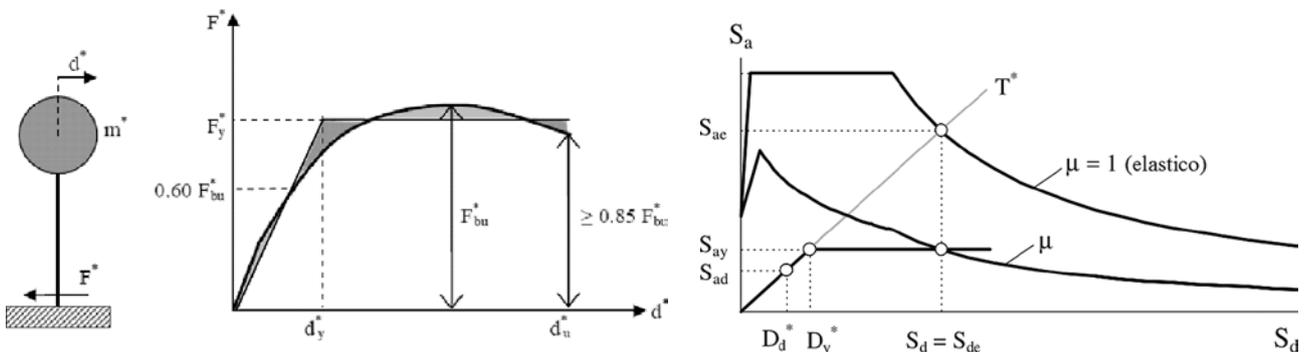


Figura 9
Sistema ad un grado di libertà, diagramma bilineare e rappresentazione nel formato accelerazioni-spostamenti (ADRS).

La domanda sismica per il sistema SDOF può essere valutata utilizzando la procedura grafica mostrata in Figura 9, plottando lo spettro di domanda e il diagramma di capacità sullo stesso grafico. L'intersezione del prolungamento del tratto elastico del sistema bilineare equivalente con lo spettro elastico di domanda S_{ae} definisce la domanda di accelerazione richiesta per il comportamento elastico e la corrispondente domanda di spostamento elastico. Il fattore di riduzione delle forze R_μ può essere determinato come il rapporto tra l'accelerazione del sistema elastico e quella del sistema inelastico ovvero tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema inelastico.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} = \frac{F_e(T^*)}{F_y^*} \quad (18)$$

Per il sistema inelastico bilineare equivalente SDOF le accelerazioni spettrali S_a e gli spostamenti spettrali S_d possono essere determinati come (Vidic et al., 1994):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (19)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

dove $\mu = S_d/D_y^*$ è la duttilità, definita come il rapporto tra il massimo spostamento e lo spostamento al limite di snervamento e R_μ è il fattore di riduzione dovuto alla duttilità e quindi all'energia dissipata in cicli di isteresi dalle strutture duttili. Il fattore di riduzione R_μ ha il significato di "fattore di struttura", ma differisce da quest'ultimo in quanto il fattore di struttura q mette in conto, oltre all'energia dissipata per isteresi, l'effetto del fattore di sovrariduzione.

Per il fattore di riduzione R_μ si usa uno spettro bilineare, mostrato in Figura 10, del tipo:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad \text{per } T < T_C \quad (20)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{per } T^* \geq T_C \quad (21)$$

dove T_C è il periodo caratteristico del moto del suolo, tipicamente definito come il periodo di transizione tra il tratto dello spettro di risposta ad accelerazione costante (bassi periodi) e quello a velocità costante (periodi medio-alti).

Se il sistema SDOF ha periodo proprio T^* sufficientemente elevato (in particolare nelle norme si richiede $T^* > T_C$) e quindi la risposta è prevalentemente di tipo inerziale, il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico con pari periodo (Figura 11b), cioè:

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \text{per } T^* \geq T_C \quad (22)$$

Essendo S_{de} il valore dello spostamento spettrale derivante da uno spettro di risposta elastico in corrispondenza del periodo T^* . Dalla similitudine dei triangoli in Figura 11b, segue che $\mu = R_\mu$.

Se invece il sistema SDOF ha periodo proprio $T^* < T_C$, la domanda di duttilità può essere calcolata dall'equazione 20:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 \quad (23)$$

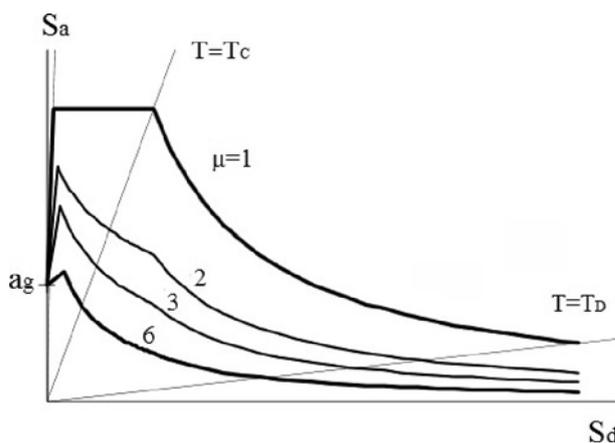
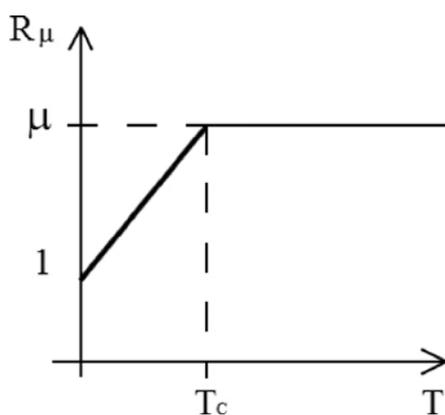
La domanda di spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del corrispondente sistema elastico (Figura 11a) e può essere calcolata come:

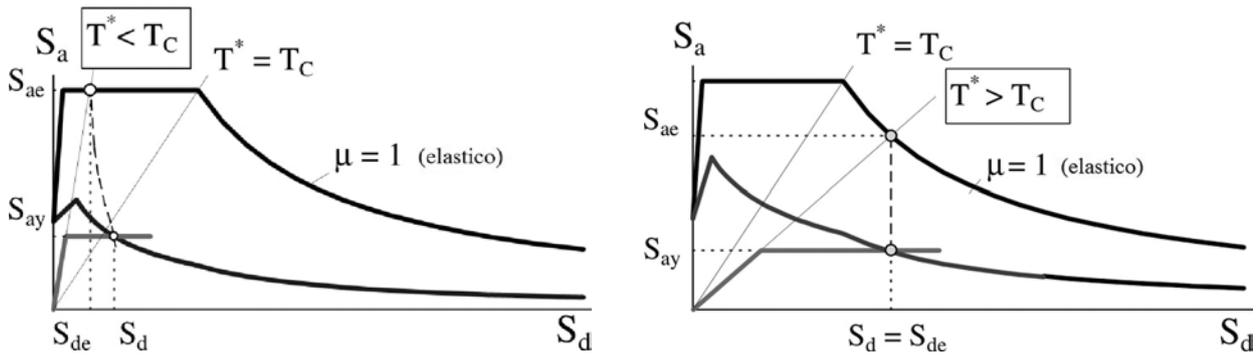
$$S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (24)$$

per $T^* < T_C$

Se $R_\mu \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$

Figura 10
Spettro bilineare del fattore di riduzione delle forze e spettri di domanda per diversi valori di duttilità.





In entrambi i casi ($T^* < T_c$ e $T^* \geq T_c$), la domanda inelastica in termini di accelerazioni e spostamenti corrisponde al punto di intersezione della curva di capacità con lo spettro di domanda corrispondente alla domanda di duttilità μ .

Tutti i passi dell'analisi appena descritti vengono svolti numericamente senza ricorrere alla rappresentazione grafica che ha il solo scopo di essere d'aiuto al lettore per meglio comprendere le relazioni tra delle diverse quantità.

Nota la domanda di spostamento d_{max}^* si può operare il confronto con lo spostamento disponibile e verificare la prestazione strutturale. La verifica consiste nel controllare che lo spostamento massimo disponibile sia superiore a quello richiesto ovvero:

$$d_u^* \geq d_{max}^*$$

Equivalentemente, in termini di accelerazione si possono ricavare le corrispondenti capacità in termini di PGA normalizzate per suolo di categoria A (suolo roccioso) e confrontarle con la domanda per la zona considerata e per lo stato limite di interesse.

Nel caso $T^* < T_c$ mediante l'equivalenza delle

aree per il punto d_u^* e nel caso $T^* > T_c$ mediante una semplice proporzione, si ricavano le accelerazioni spettrali per il periodo T^* e, con un procedimento a ritroso, si ricavano le corrispondenti PGA seguendo le relazioni degli spettri delle NTC'08.

3.4.2 Risultati

L'analisi pushover effettuata per il caso studio in esame, ne ha evidenziato i limiti di capacità e le direzioni a potenziale rottura fragile (Figura 12). Nella Tabella 10 sono indicati i risultati, da cui si notano evidenti limiti di capacità per gli stati limite SLV e SLC, in termini sia di accelerazione al suolo, sia di duttilità. Sono riportati inoltre:

- il rapporto minimo di sovrarresistenza tra l'accelerazione ultima e quella al limite elastico;
- il fattore di struttura q calcolato in funzione del fattore di sovrarresistenza minimo previsto dalle NTC, che, essendo ricavato da considerazioni euristiche, può portare a sovrastime inopportune;
- il fattore di struttura calcolato dalla verifica di duttilità pushover, che rappresenta un'alternativa al precedente e si basa direttamente sul controllo di duttilità.

Figura 11
Valutazione della domanda di spostamento:
a) $T^* < T_c$ criterio dell'equivalenza energetica;
b) $T^* > T_c$ criterio di uguale spostamento.

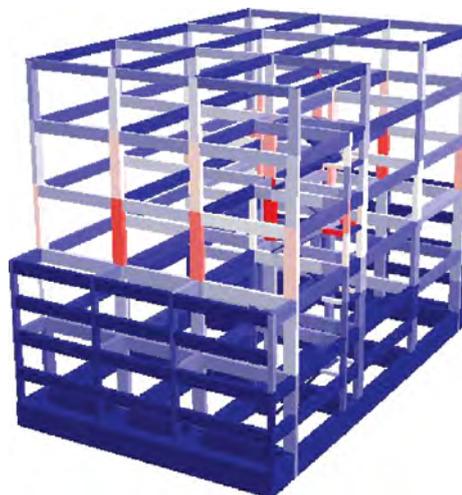


Figura 12
Risultati dell'analisi pushover: deformata della struttura per effetto di una distribuzione costante di forze lungo l'altezza e direzione del sisma pari a 90° (a sinistra); elementi con evidenti escursioni in campo plastico (in scala di rosso, a destra). Si possono notare sia il meccanismo di piano (a sinistra), sia la particolare concentrazione al terzo piano di pilastri impegnati nella dissipazione di energia (a destra).

Tabella 10 - Risultati dell'analisi pushover e masse eccitate per le singole direzioni.

Quadro riassuntivo analisi pushover

Forma e direzioni della spinta sismica
acc. sismica Costante e Lineare n. direzioni 8 M.eccitata
eccentricità sismica aggiuntiva in cm 0 Analisi

Fattori riduttivi della duttilità a collasso
riduzione per Travi e Pilastri 1.50 per Pareti (H>5*B) 1.60
per carenza dettagli sismici 0.85 car. confinamento 1.00
valori default: riduzione della rotazione limite per SLV 0.75

Condizioni Slv/Slid Condizioni Slv
 Rotazione pr. files. Rotazione presso-flessionale
 Scorrimento piani Resistenza a taglio Resistenza nodo

Acc. al suolo:	SLD	SLD	SLV	SLC
domanda Pga	0,069	0,091	0,250	0,330
capacità Pga	0,108	0,117	0,141	0,226

Rapp. duttilità	SLD	SLD	SLV	SLC
cap./domanda	1,568	1,287	0,545	0,668

Stima del fattore di struttura q (SLV)
rapporto minimo di sovrarresistenza au/al
calcolato dal rapporto di sovrarresistenza 1,30 Ris. Analisi
calcolato dalla verifica di duttilità pushover 3,90 Ris. Verifica
1,00 Curve push.

Mechanismi di crisi negli elementi
 Collasso p. fless. pil. Collasso fless. trav.
 Collasso taglio pil. Collasso taglio trav. Collasso nodi

Risultati dell'analisi pushover: valori di capacità/domanda in PGA per gli stati limite di interesse e stima del rapporto di sovrarresistenza e del fattore di struttura.

Masse eccitate dall'analisi pushover sui modi di vibrazione fondamentali

α	Modo 1	Modo 2
0° C	64.35	0.01
0° L	79.35	0.02
45° C	31.92	24.01
45° L	39.28	34.92
90° C	0	46.4
90° L	0	67.72
135° C	32.43	22.4
135° L	40.07	32.82
180° C	64.35	0.01
180° L	79.35	0.02
225° C	31.92	24.01
225° L	39.28	34.92
270° C	0	46.4
270° L	0	67.72
315° C	32.43	22.4
315° L	40.07	32.82

Secondo il §7.3.4.1 delle NTC'08, per la rappresentatività dell'analisi pushover si deve attivare almeno il 75% della massa del modo fondamentale nella direzione considerata. La struttura in studio risulta penalizzata dalla presenza dei setti in c.a. ai piani bassi che limitano l'attivazione della massa.

Il programma utilizzato consente la stima del fattore di struttura estrapolando i risultati dell'analisi pushover in corrispondenza dello stato limite di salvaguardia della vita (danno severo). Il valore individuato rappresenta una stima del fattore q corrispondente all'uguaglianza fra la domanda di spostamento e la capacità di spostamento. Questa stima ha il vantaggio di utilizzare in modo completo i risultati dell'analisi indipendentemente dai fattori qualitativo-empirici che figurano nell'espressione del paragrafo precedente. Anche in questo caso, tuttavia, la stima ottenuta, proprio in quanto basata su una estrapolazione, deve essere utilizzata con prudenza, evitando, a vantaggio di sicurezza, valori di q troppo elevati o comunque fortemente discosti dalla stima precedente.

Dati i risultati evidenziati, si procede al progetto di interventi di adeguamento atti a conferire alle sezioni critiche maggiore capacità resistente con lamine di FRP dimensionate a flessione e taglio. L'intervento mira ad aumentare la duttilità degli elementi permettendo alla struttura di dissipare maggiore energia mediante cicli di isteresi senza pervenire al collasso.

4. Rinforzo strutturale in materiale composito (FRP)

Per gli elementi sottodimensionati evidenziati in precedenza si procede ad un rinforzo strutturale a base di materiali compositi (FRP: Polimeri fibro-rinforzati). La tecnica FRP, consolidata nell'ultimo decennio grazie alle notevoli proprietà dei materiali, alla limitata invasività e al miglioramento competitivo in termini di costo, consente il rinforzo a flessione, taglio e confinamento di elementi in c.a. All'elevata qualità strutturale bisogna contrapporre un'accurata valutazione del processo esecutivo, in quanto l'assenza di rigore, a livello pratico, nel modo di applicazione e/o condizioni di temperatura ed umidità sfavorevoli penalizzerebbero i benefici degli interventi.

Le lamine di FRP a flessione sono computate come armatura equivalente ai fini della valutazione della rotazione ultima delle travi. L'equivalenza porta in conto l'effetto della delaminazione del composito e pertanto la resistenza a trazione unitaria f_{fd} viene assunta pari a:

$$f_{fd} = \min (f_{fRd}, F_{ffd})$$

dove:

f_{frd} : resistenza a trazione del materiale composito opportunamente ridotta per i coefficienti che tengono conto delle condizioni ambientali, della tipologia di carico e della variabilità del materiale.

f_{idd} : resistenza alla delaminazione, intesa come capacità di trasferire le azioni di scorrimento nell'interfaccia di unione tra il composito e il calcestruzzo permettendo una congruenza nelle deformazioni che porta a collaborare mutuamente le due parti aderenti.

Le espressioni esplicite ed il valore dei coefficienti usati sono in accordo con le istruzioni del CNR-DT 200.

Occorre precisare che l'aumento di duttilità delle sezioni non è legato alle lamine di FRP flessionali, dato che il comportamento della sezione all'aumentare del rinforzo è di tipo fragile, ma alle fasciature di FRP disposte trasversalmente, che hanno lo scopo di migliorare il confinamento del calcestruzzo. Pertanto il rinforzo flessionale è limitato e l'intervento principale consiste nelle fasciature trasversali dei nodi trave-pilastro (Figura 13).

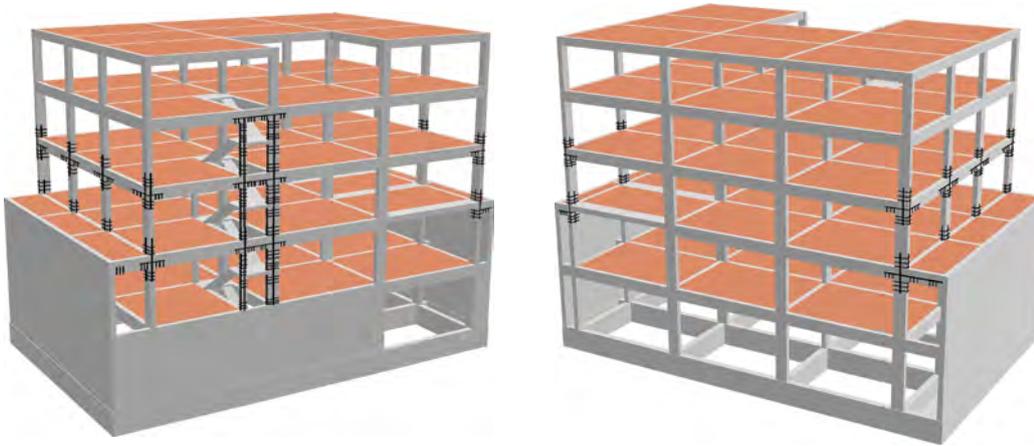


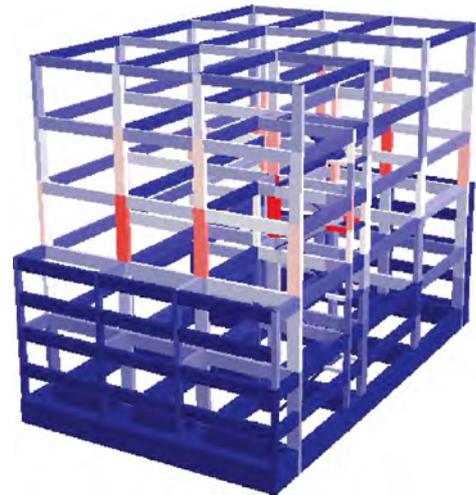
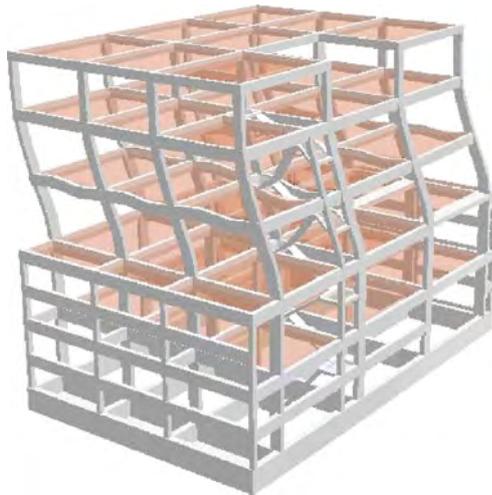
Figura 13
Vista 3D del modello strutturale che evidenzia i rinforzi in prossimità dei nodi trave pilastro. Si interviene localmente, mediante fibre in FRP, migliorando la capacità e la duttilità.

Tabella 11 - Risultati dell'analisi pushover per la struttura rinforzata: i valori di capacità/domanda in PGA per gli stati limite di interesse sono coerenti con la zona sismica

Quadro riassuntivo analisi pushover				
Forma e direzioni della spinta sismica		acc. sismica Costante e Linear		n. direzioni 8
eccentricità sismica		eccentricità sismica		M. eccitata
riduzione per Travi e Pilastri 1,25		per Pareti (H>5*B) 1,60		Analisi
per carenza dettagli sismici 1,00		car. confinamento 1,00		
valori default		riduzione della rotazione limite per SLV 0,75		
Condizioni Slo/Sld		Condizioni Slv		
<input type="checkbox"/> Rotazione pr. fles.		<input checked="" type="checkbox"/> Rotazione presso-flessionale		
<input checked="" type="checkbox"/> Scorrimento piani		<input type="checkbox"/> Resistenza a taglio <input type="checkbox"/> Resistenza nodo		
Acc. al suolo	SLD	SLD	SLV	SLC
domanda Pga	0,069	0,091	0,250	0,330
capacità Pga	0,099	0,118	0,329	0,705
Rapp. duttilità	SLD	SLD	SLV	SLC
cap./domanda	1,429	1,296	1,366	2,141
Stima del fattore di struttura q (SLV)				Ris. Analisi
rapporto minimo di sovrarresistenza au/al				1,83
calcolato dal rapporto di sovrarresistenza				5,49
calcolato dalla verifica di duttilità pushover				5,40
				Ris. Verifica
				Curve push.
Meccanismi di crisi negli elementi				
<input checked="" type="checkbox"/> Collasso p. fles. pil. <input checked="" type="checkbox"/> Collasso fles. trav.				
<input checked="" type="checkbox"/> Collasso taglio pil. <input checked="" type="checkbox"/> Collasso taglio trav. <input checked="" type="checkbox"/> Collasso nodi				

Figura 14

Deformata pushover per distribuzione costante delle forze per la direzione 90° dopo il rinforzo (a sinistra) e, in scala di rosso, gli elementi con escursioni in campo plastico (a destra). Si può notare come gli elementi maggiormente impegnati nella dissipazione di energia siano ora le travi al piano 3: l'intervento ha evitato concentrazioni nei pilastri di piano, come avveniva invece nel caso della configurazione strutturale originaria (Figura 12).



In questo lavoro si è scelto di utilizzare per il rinforzo i materiali della casa costruttrice OLYM-PUS-FRP con le seguenti caratteristiche:

- densità del filato pari a $d_f = 1.83 \text{ g/cm}^3$;
- deformazione a rottura $\epsilon_{fk} = 2\%$;
- spessore equivalente $t_f = 0.219 \text{ mm}$;
- resistenza meccanica a trazione $f_{fk} = 4.840 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico $E_f = 240 \text{ GPa}$.

Si è scelto inoltre di operare con fibre di carbonio a basso modulo elastico, all'incirca uguale a quello dell'acciaio di armatura e dotate di un allungamento a rottura del 2%, così da ritenere valida l'ipotesi di calcolo del materiale composito come armatura equivalente. Si è messo in conto l'effetto degli avvolgimenti trasversali delle sezioni limitando i fattori riduttivi di duttilità e con un incremento delle caratteristiche di confinamento. Tali parametri influenzano la rotazione ultima degli elementi che costituisce il parametro di controllo, per l'individuazione della capacità allo stato limite SLV, dell'analisi pushover.

Le fibre di carbonio sono ormai ampiamente in uso nel campo del rinforzo strutturale anche se spesso gli interventi risultano molto costosi. Nel caso specifico il costo dell'intervento non è dovuto tanto ai materiali compositi quanto alla fase preparatoria all'applicazione del rinforzo, che consiste nella rimozione degli elementi secondari esistenti a ridosso dei punti da rinforzare e al successivo ripristino degli elementi secondari. Nella Tabella 11 ed in Figura 14 sono riassunti i risultati ottenuti.

L'interpretazione dei risultati è maggiormente dettagliata nelle Figure 15, 16 e 17, dove è effettuato un confronto fra la struttura originale e la situazione post-intervento. Il livello tensionale è rappresentato mediante mappe di colore per lo stato limite SLV, mentre una rappresentazione

ADRS permette di confrontare la capacità della struttura con la domanda sismica. Sono presi in considerazione 12 casi, frutto della combinazione dei seguenti parametri:

- 3 direzioni di carico: 0°, 45° e 90°;
- 2 distribuzioni di carico: costante e lineare;
- 2 configurazioni: pre-intervento e post-intervento.

I risultati post operam evidenziano per lo stesso livello di resistenza un aumento della duttilità e quindi per lo stato limite SLV un aumento della capacità di spostamento.

Le mappe mostrate nelle Figure 15÷17 evidenziano inoltre alcuni aspetti legati alla distribuzione del carico. Per esempio per carico lineare si ha la formazione di cerniere plastiche anche ai piani alti a causa della maggior azione orizzontale (proporzionale all'altezza) e alla minore sollecitazione normale agente.

Le curve pushover nella configurazione post operam mostrano miglioramenti in termini di capacità (PGA) e spostamento ultimo (duttilità). A livello qualitativo le mappe di colore mettono in evidenza una minor formazione di cerniere sui pilastri ed un incremento di cerniere sulle travi, rinforzate solo a taglio. Da tener presente che anche nel modello rinforzato continuano a formarsi cerniere plastiche per livelli di PGA superiori alla domanda. I grafici commentati in precedenza per le singole direzioni di scansione, mostranti i rapporti tra capacità e domanda in termini di spostamento e/o accelerazione, vengono rappresentati in forma polare in Figura 18. Nella mappa polare, per ogni direzione e per lo stato limite considerato (SLV, SLC) i punti della curva rappresentano il rapporto tra capacità e domanda in termini di spostamento (ed equivalentemente anche in termini di PGA).

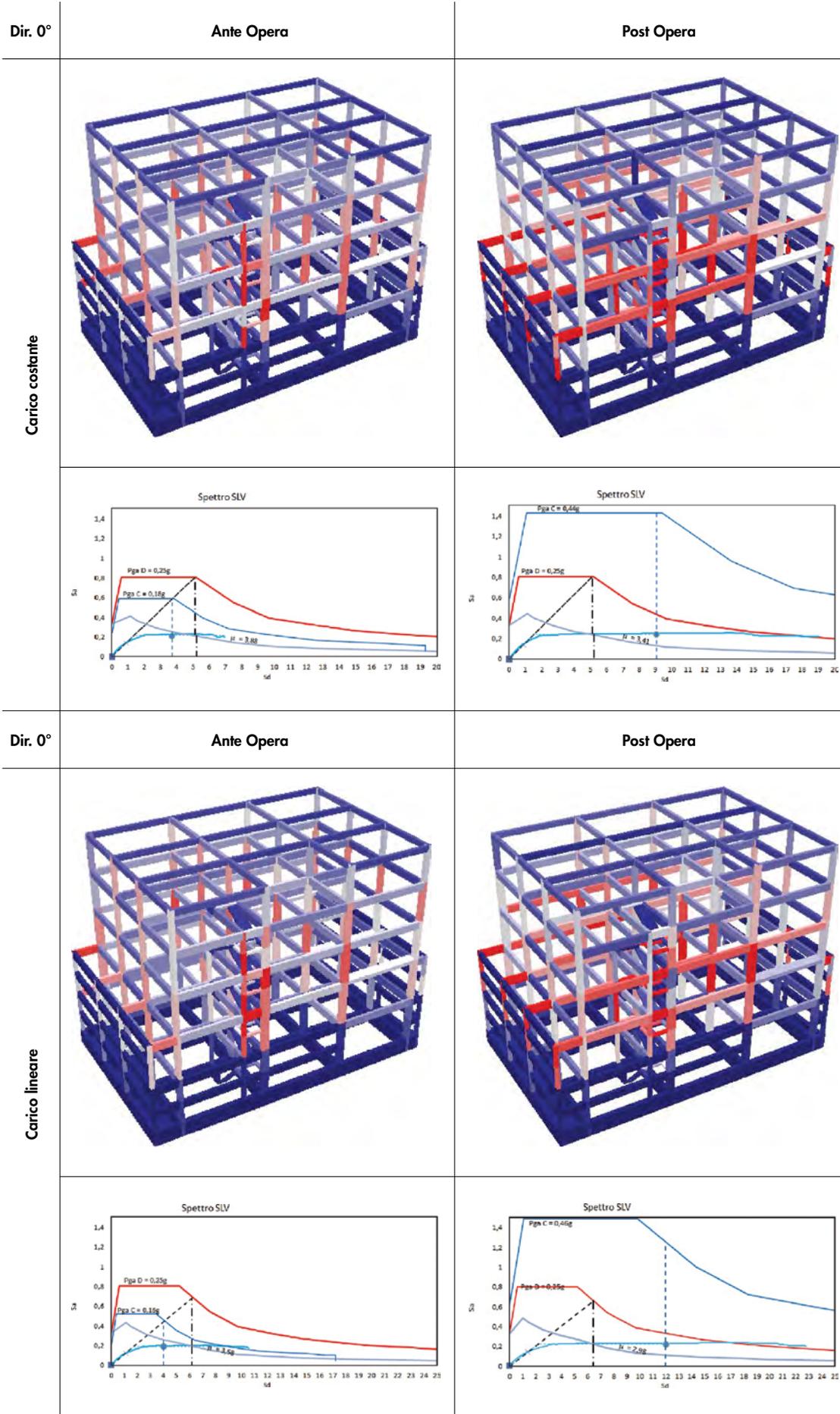
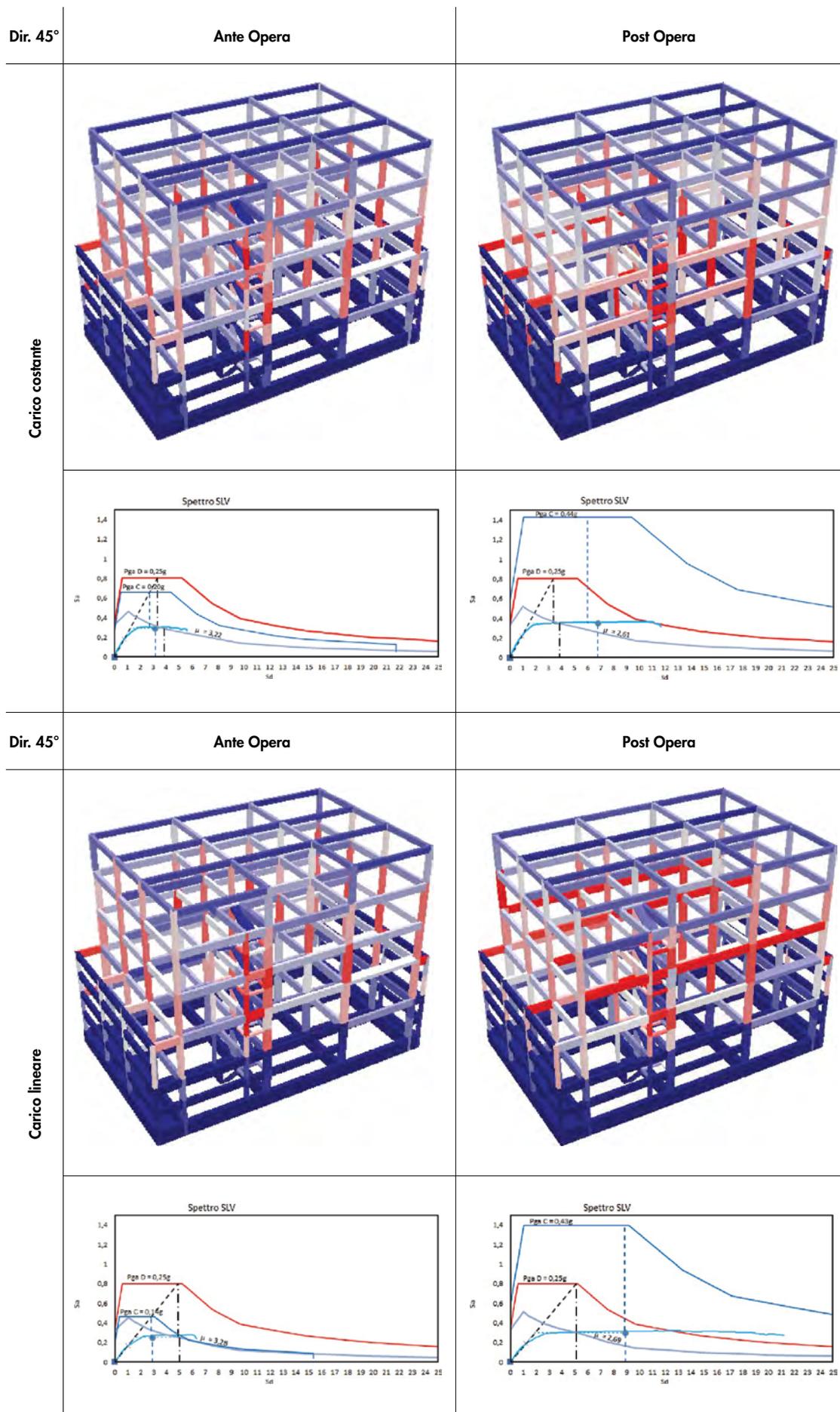


Figura 15 Stato tensionale e confronto capacità-domanda nel caso di direzione di carico 0° e distribuzioni delle forze costanti e lineare. Situazione pre-intervento (a sinistra) e post-intervento (a destra).

Figura 16
Stato tensionale e confronto
capacità-domanda nel
caso di direzione di carico
45° e distribuzioni delle
forze costante e lineare.
Situazione pre-intervento
(a sinistra) e post-intervento
(a destra).



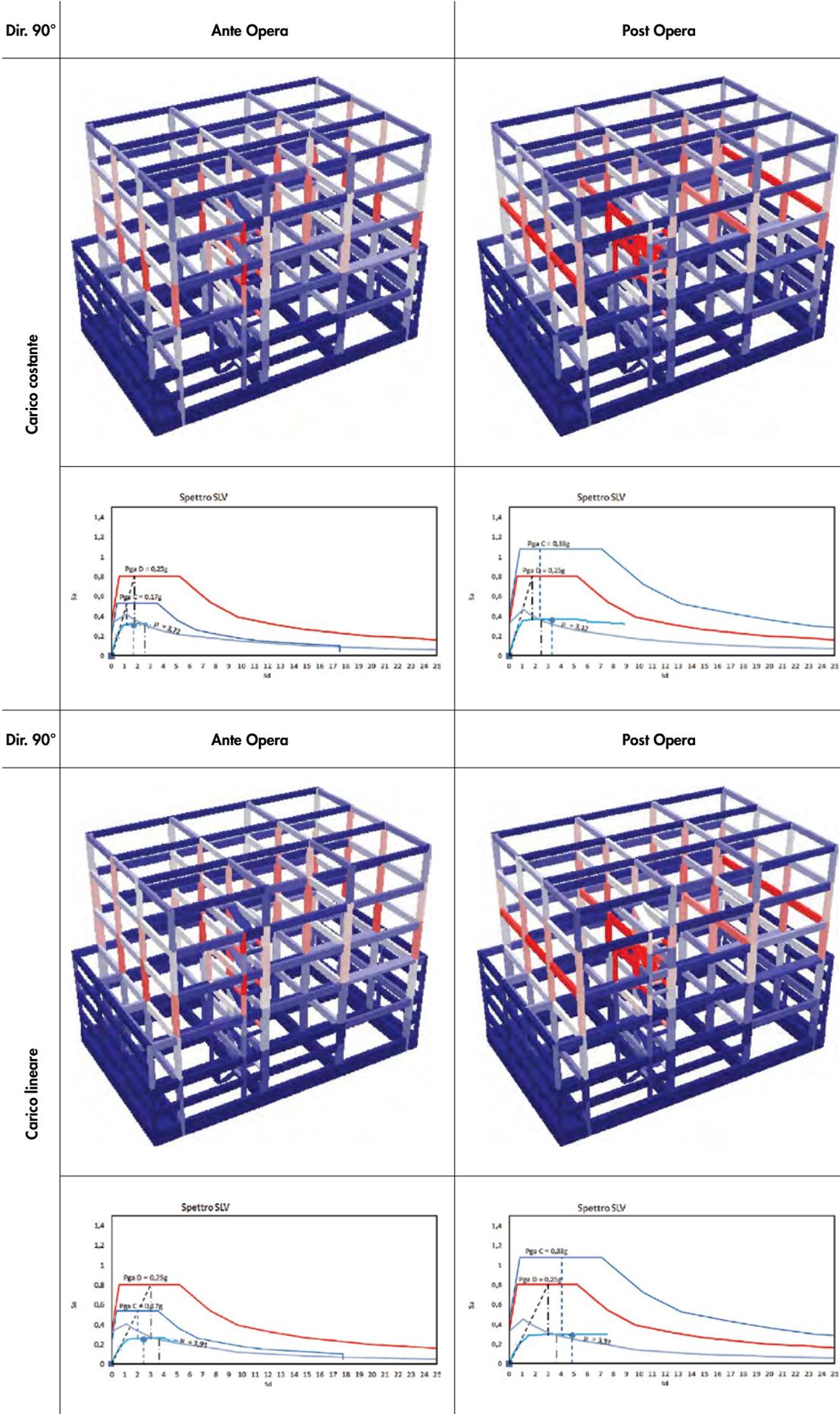


Figura 17
Stato tensionale e confronto capacità-domanda nel caso di direzione di carico 90° e distribuzioni delle forze costanti e lineare. Situazione pre-intervento (a sinistra) e post-intervento (a destra).

Figura 18
Mappe polari, per ogni direzione e per lo stato limite considerato (SLV in giallo, SLC in rosso). I punti della curva rappresentano il rapporto tra capacità e domanda in termini di spostamento (ed equivalentemente anche in termini di PGA). Dalle mappe, per la distribuzione di carico lineare e per lo stato ante operam si nota come le direzioni a 45° abbiano un fattore di sicurezza inferiore rispetto alle direzioni principali (0° e 90°). Pertanto, specialmente per edifici irregolari, risulta consigliabile estendere le direzioni di analisi pushover.

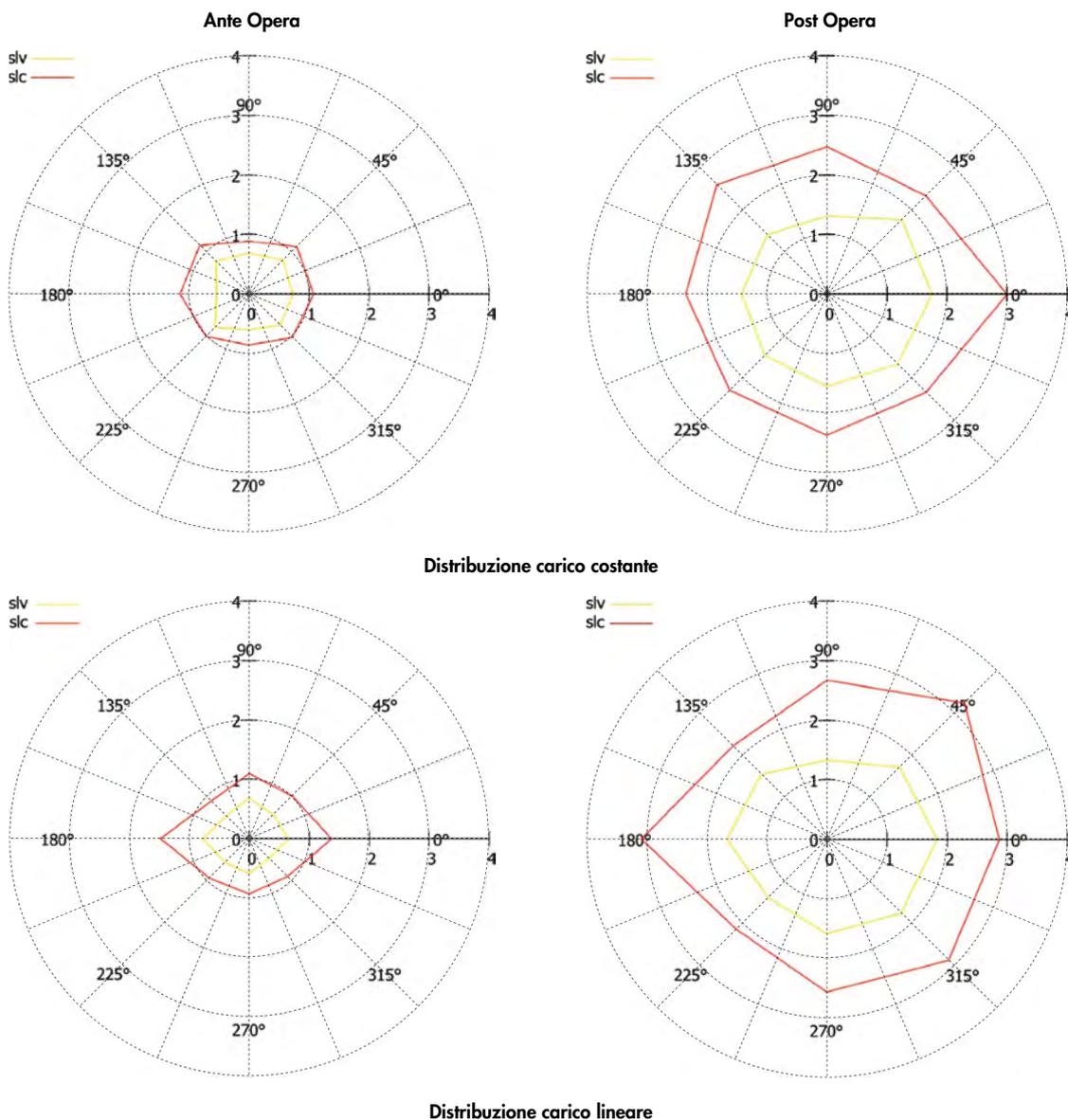
5. Conclusioni

In questo articolo si è studiata una struttura a telaio valutando le differenze, in termini di sicurezza sismica, fra differenti metodi di analisi previsti dalle NTC'08. Le norme attuali assegnano al progettista la facoltà di giustificare il fattore di struttura q assunto nell'analisi. Tale fattore, per edifici esistenti, si è visto essere determinante per la scelta del tipo di rinforzo e spesso risulta essere spropositato, stravolgendo di fatto la struttura e l'edificio originale. Si è operato un confronto con analisi non lineare commentando le differenze operative, metodologiche e le tempistiche proprie dell'analisi strutturale.

Si sono commentate altresì le scelte progettuali per il rinforzo e la sostenibilità degli interventi, ritenuti poco invasivi in quanto non sconvolgono la struttura esistente.

Si è eseguita la verifica locale e si è valutata la risposta globale evidenziando il miglioramento conseguito sia in termini di resistenza (taglio alla base, PGA), sia in termini di duttilità.

Nel caso studiato si è risolto l'aspetto pratico relativo al corpo scala, spesso trascurato in fase di modellazione ed analisi, per il quale si procede alla valutazione della risposta locale. I risultati hanno evidenziato il comportamento fragile degli elementi interessati che devono essere attentamente valutati per garantire le prestazioni richieste per gli stati limite di danno e salvaguardia della vita. Pertanto, a valle del confronto fra i metodi di analisi, evidenziamo il principio per cui l'analisi modale con spettro di risposta offre informazioni sulle sollecitazioni massime e sugli elementi critici, mentre l'analisi pushover evidenzia rapidamente i meccanismi fragili, offre informazioni sulla resistenza e



duttilità che non possono ottenersi da un'analisi lineare, individua le direzioni critiche da rinforzare. I limiti legati al tipo di struttura per l'analisi pushover, in quanto la procedura di determinazione della domanda si basa sull'ipotesi vincolante del sistema SDOF elastico equivalente, devono essere verificati dalla congruenza delle ipotesi per cui il modo significativo attivi almeno il 75% della massa sismica escludendo così le strutture con diversi modi significativi. Il confronto incrociato dei risultati dell'analisi modale con spettro di risposta e dell'analisi pushover

permette una valutazione più coerente delle diverse caratteristiche strutturali. Così la valutazione dei punti da rinforzare e la stima del rinforzo si basa sui risultati dell'analisi spettrale e le direzioni da rinforzare si basano sui risultati dell'analisi pushover.

6. Ringraziamenti

L'autore desidera ringraziare l'Ing. Salvatore Spagnolo dello Studio Associato Modulor per i dati forniti, necessari per la stesura dell'articolo.

Bibliografia

- Carr A. J. (1994) - Dynamic analysis of Structures, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 27 (2), 129-146, June 1994
- CEN (2006) - EN 1 998 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- CEN (2006) - EN 1 998 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Strengthening and repair of buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- CNR-DT 200 (2013) - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Composti Fibrorinforzati.
- Dolce M., Kappos A., Masi A., Penelis G., Vona M. (2006) - Vulnerability assessment and earthquake scenarios of the building stock of Potenza (Southern Italy) using Italian and Greek methodologies, *Engineering Structures*, 28 (3), 357-371
- Edis 2000 (2000) - V. 9: Manuale d'uso.
- Faella C., Martinelli E., De Santo D., Nigro E. (2004) - Valutazione della vulnerabilità sismica e strategie di intervento su edifici scolastici con struttura portante in c.a., *Atti del XV Congresso C.T.E.*, Vol. I, pag. 691-702, Bari, 4-6 Novembre 2004.
- Fajfar P., Gaspersic P. (1996) - The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of RC Buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(1), 31-46, January 1996.
- Fajfar P., (2000) - A Non Linear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592, August 2000.
- Fajfar P. (2002) - Capacity Spectrum Method Based on inelastic Demand Spectra, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper 843, London 2002.
- Fardis M.N. (2009) - *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*, 693 pp., Springer 2009.
- Leger P., Wilson E.L. (1988) - Modal summation methods for structural dynamic computations *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(1), 23-27, January 1988.
- Ministero delle infrastrutture (2008) - Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Ministero delle infrastrutture e dei trasporti (2009) - Circolare 2 febbraio 2009, n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Miranda E., Bertero V.V. (1994) - Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake Resistant-Design, *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-379.
- Vidic T., Fajfar P., Fischinger M. (1994) - Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507-521, May 1994.

Dati del progetto

Edificio con destinazione industriale-direzionale

Ubicazione:

Catanzaro

Edificato

2004

Committente proprietario:

GES.I.M. s.r.l. - Catanzaro

Progettazione e D.L. Strutturale:

Ing. Salvatore Spagnolo

Progettazione architettonica:

Arch. Luca Spagnolo e Arch. Giuseppe Giampà

D.L. Architettonico:

Arch. Rocco Cina

Coordinatore prog. architettonica ed impiantistica:

Arch. Marco Giampà

Gli Autori

Giuseppe Gugliotta

Ingegnere strutturista autore di diversi progetti di rinforzo

strutturale in Italia e Spagna. Attualmente assegnista di ricerca presso l'Università della Calabria nel campo dell'ingegneria sismica.