

Analisi della vulnerabilità sismica di un edificio scolastico esistente in c.a.

Seismic vulnerability assessment of an existing RC school building

Luigi Di Sarno^{1,2}, Pasqualino Costa³, Gaetano Manfredi⁴ ■

Sommario

Il presente studio analizza l'intervento di adeguamento sismico di un edificio scolastico esistente con struttura intelaiata in c.a. progettata per soli carichi verticali e quindi senza alcun dettaglio sismico. Si illustrano in dettaglio le principali problematiche che hanno caratterizzato l'analisi conoscitiva della struttura, la formulazione e calibrazione di un modello agli elementi finiti dettagliato ed affidabile per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente e dell'intervento di adeguamento sismico proposto. Quest'ultimo intervento consiste nell'utilizzo di controventi dissipativi ad instabilità impedita disposti lungo le maglie perimetrali della struttura dell'edificio. Detta scelta topologica consente di non inficiare la funzionalità del plesso scolastico durante le fasi di intervento, determinando, per contro, notevoli benefici per gli occupanti e per la comunità servita.

Lo studio teorico si basa sull'uso di numerose e dettagliate analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari, effettuate al fine di determinare in modo affidabile le effettive risorse in termini di rigidità, resistenza e duttilità della struttura esistente ed adeguata. L'analisi delle prestazioni sismiche è stata condotta sulla base di parametri soglia di spostamenti di interpiano e di accelerazioni, queste ultime particolarmente utili per l'impiantistica ed la componentistica contenuta nella struttura. Nel presente articolo saranno utilizzati estesamente per l'analisi delle prestazioni i valori di spostamenti di interpiano.

I risultati del presente studio consentono di dimostrare che l'utilizzo dei controventi dissipativi ad instabilità impedita limitano in modo significativo la domanda imposta sulla struttura intelaiata preesistente, sia in termini di spostamenti massimi di interpiano che di accelerazioni laterali. In particolare riducono drasticamente le massime forze trasferite in fondazione, risultando in tal modo anche ottimizzati i costi per gli interventi di adeguamento sismico.

Parole chiave: Risposta sismica, analisi prestazioni sismiche, adeguamento sismico, controventi dissipativi ad instabilità impedita.

Abstract

The present study assesses the seismic retrofitting of an existing reinforced concrete (R.C.) framed building designed for gravity loads only, i.e. without incorporating seismic structural details. The critical issues emerged during the characterization of the structure (knowledge-based phase), the formulation and calibration of the detailed and reliable finite element model used for the evaluation of the seismic vulnerability of the sample structure (in its as-built and retrofitted configurations) are discussed herein in a detailed fashion. The seismic retrofitting strategy adopted for the case study RC school building consists of metallic unbonded braces (also termed buckling restrained braces) installed along the perimeter frames of the building. Such brace configurations was found highly effective as it does not endanger the functionality of the school during its daily activities.

The theoretical study utilizes extensive and comprehensive static and dynamic, linear and non linear, analyse carried out to estimate reliably the actual stiffness, strength and ductility of the as-built and retrofitted structures. The criteria for the seismic performance assessment rely on the peak interstorey drifts and maximum horizontal accelerations. The latter response parameters are essential to estimate the performance of the services and building contents. In the present paper, the results relative to the lateral drifts are emphasized.

The outcomes of the present study demonstrate that the use of metallic buckling-restrained braces lowers remarkably the seismic demand on the existing building structure with respect to the maximum drifts and floor lateral accelerations. The peak values of the seismic shears transferred to the foundation systems are significantly lowered, thus optimizing the total costs of intervention for the seismic retrofitting of the school building.

Keywords: Seismic response, seismic performance analysis, seismic retrofitting, buckling restrained braces.

¹ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura – Università degli Studi di Napoli "Federico II" - ✉ disarno@unina.it

² Dipartimento di Ingegneria – Università del Sannio, Benevento

³ FIP Industriale Spa, Selvazzano Dentro (PD) - ✉ pasquale.costa@fip-group.it

⁴ Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura – Università degli Studi di Napoli "Federico II" - ✉ gamanfre@unina.it

1. Introduzione

Gli edifici con struttura intelaiata in c.a. costituiscono la grande maggioranza del patrimonio edilizio italiano di cui circa il 60% sono stati costruiti prima degli anni '70. Essi sono stati progettati considerando quali azioni fondamentali i carichi gravitazionali e per tale motivo possiedono una grande vulnerabilità sismica, pertanto dovrebbero essere adeguati affinché i loro elementi strutturali e non strutturali garantiscano prestazioni opportune durante un terremoto.

Il presente articolo illustra un recente intervento di adeguamento sismico su un edificio scolastico con struttura intelaiata in c.a. progettata per soli carichi verticali alla fine degli anni '60. Vengono discusse le principali problematiche relative all'acquisizione dei dati geometrici e meccanici, formulazione e calibrazione di un modello agli elementi finiti affidabile per la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio esistente e dell'intervento di adeguamento sismico proposto. Quest'ultimo si basa sull'utilizzo di controventi dissipativi ad instabilità impedita disposti lungo le maglie perimetrali della struttura dell'edificio scolastico, in modo da minimizzare l'interruzione dell'operatività della scuola oggetto dell'intervento.

Sono state eseguite numerose analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari nel rispetto della recente normativa sismica nazionale. Vengono confrontati i risultati ottenuti dalle varie analisi eseguite in termini di parametri di resistenza e deformabilità, in campo elastico ed inelastico. Si effettua un'analisi critica dei valori limite proposti nelle norme sismiche vigenti (in particolare, EC8 2006 e NTC2008) per i diversi stati limite relativamente agli spostamenti laterali e alle accelerazioni di piano, particolarmente importanti per le parti non strutturali, l'impiantistica e il contenuto in generale presente nella struttura. I risultati ottenuti nel presente studio dimostrano che l'utilizzo dei controventi dissipativi consente di limitare le azioni trasmesse alla struttura intelaiata esistente in corrispondenza di un evento sismico di magnitudine medio-alta. Parimenti vengono ridotte in modo significativo le azioni globali trasmesse alle strutture di fondazione, risultando in tal modo anche ottimizzati i costi per gli interventi di adeguamento sismico.

2. Caso studio

2.1 Descrizione Generale

Il presente studio illustra i risultati di un'analisi volta a valutare l'efficacia dell'utilizzo di controventi dissipativi nel progetto di adeguamento sismico di una costruzione esistente con struttura intelaiata in c.a., risultata estremamente vulne-

rabile alle azioni sismiche. La costruzione oggetto di studio è sita nel comune di Avellino ed è sede della Scuola Primaria "San Tommaso Daquino". La sua realizzazione risale agli anni 1967-1968, ed il suo progetto strutturale è stato effettuato in un'epoca in cui in Italia non erano state ancora emanate le norme per la progettazione antisismica delle costruzioni; il progetto è stato quindi basato su quanto previsto nel R.D. n.2229 (R.D., 1939).

2.2 Stato di conoscenza

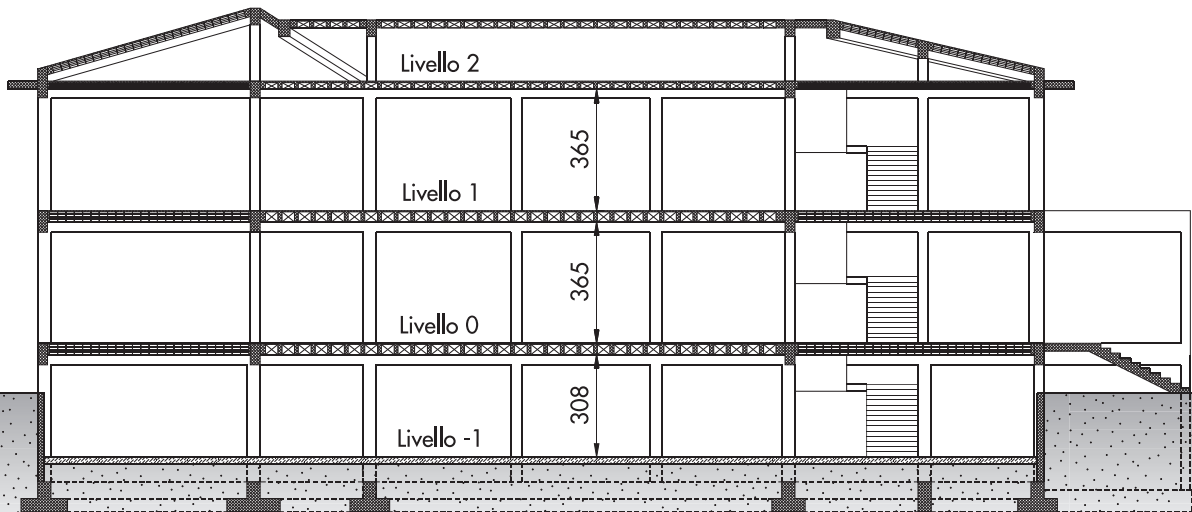
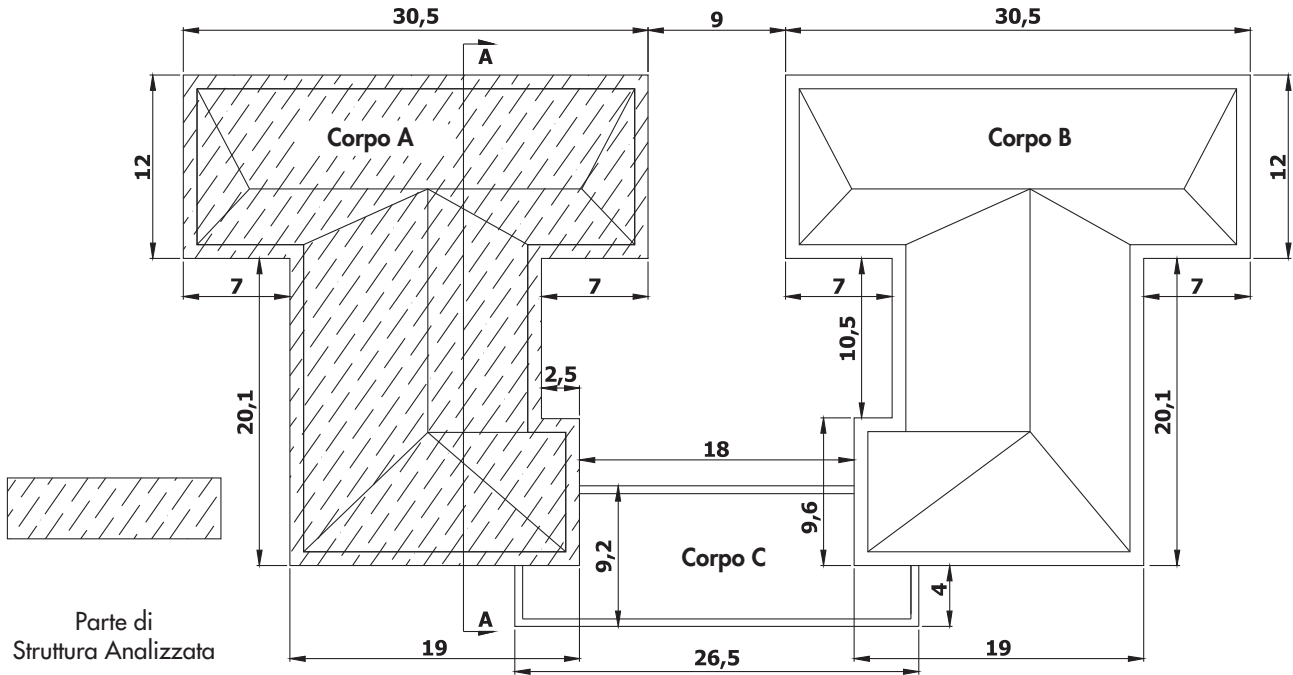
Le informazioni riguardo la struttura di cui si disponeva al momento dell'avvio dello studio di vulnerabilità erano il progetto originale comprendente le tavole con la geometria, le carpenterie e i dettagli degli elementi strutturali in c.a., nonché le indicazioni dei materiali impiegati per la costruzione. La geometria della costruzione, ossia l'organizzazione dello schema strutturale e le dimensioni degli elementi strutturali, è stata quindi individuata attraverso i disegni originali. La corrispondenza fra le dimensioni degli elementi strutturali riportati nelle tavole grafiche disponibili e le dimensioni reali, nonché eventuali modifiche non documentate, è stata verificata attraverso un accurato rilievo dell'intera struttura. Per migliorare il livello di conoscenza dei materiali utilizzati per realizzare la costruzione è stato deciso di effettuare una serie di prove in-situ e prove di laboratorio.

2.3 Geometria

L'intera costruzione ha un'estensione in pianta di circa 1400 m² ed è formata da tre corpi di fabbrica aventi diverse altezze, due corpi con forma a T con estensione in pianta di circa 600 m² (successivamente chiamati corpo A e corpo B) ed un corpo con forma rettangolare allungata con estensione in pianta di circa 200 m² (successivamente chiamato corpo C) che collega i corpi A e B. L'intera struttura si articola su più livelli e comprende aule, laboratori e locali per depositi. I corpi A e B comprendono un piano seminterrato, due piani fuori terra e un piano sottotetto non abitabile con copertura a falde inclinate. Il corpo C, di altezza minore, comprende solo il piano seminterrato e il piano terra con copertura a falde piane. In Figura 1 è riportata la pianta delle coperture dell'intera struttura.

Il piano seminterrato ha un'altezza d'interpiano di 3.08 m, mentre i piani primo e secondo hanno un'altezza d'interpiano di 3.65 m. La copertura a falde inclinate ha un'altezza variabile fra 0.20 m (lungo il perimetro) e 1.90 m (nella parte centrale). In Figura 2 è riportata la sezione AA delle parti strutturali della costruzione.

La struttura si presenta nel complesso molto irre-



golare, sia in pianta per la forma molto articolata che in elevazione per la variazione di massa e rigidezza ai vari livelli. Al fine di ridurre la vulnerabilità sismica della struttura è stato deciso di effettuare comunque due tipi di interventi, ovvero di realizzare due giunti strutturali, uno fra i corpi di fabbrica A e C e uno fra i corpi di fabbrica B e C, e di rinforzare e ringrossare le pareti in c.a. presenti al piano seminterrato. Le pareti in c.a. del seminterrato, presenti su tutto il perimetro della costruzione e aventi la funzione di contenimento del terreno,

sono state ringrossate in spessore, opportunamente armate e connesse alla struttura a telaio ed estese fino alle travi del piano terra. Tale soluzione ha consentito di migliorare notevolmente la distribuzione delle azioni trasmesse in fondazione, specie sulla parte perimetrale della costruzione, lì dove sono stati disposti i controventi dissipativi, così come sarà meglio descritto anche nel seguito.

Con la realizzazione dei giunti ciascuna parte di struttura è stata resa indipendente dalle altre ed è stata quindi valutata singolarmente. Nel pre-

Figura 1
Pianta delle coperture dell'intera struttura.

Figura 2
Sezione AA delle parti strutturali della costruzione.

sente lavoro sono riportati i risultati ottenuti dalle analisi effettuate sul corpo di fabbrica A, il quale risulta simmetrico rispetto al corpo di fabbrica C. I tre corpi di fabbrica sono stati realizzati utilizzando un sistema costruttivo a telai in c.a. gettati in opera. I solai latero-cementizi gettati in opera hanno uno spessore totale di 34 cm (30 cm travetti + 4 cm soletta) per il piano rialzato e per il primo piano e uno spessore totale di 24 cm (20 + 4) per il piano sottotetto e per la copertura. In Tabella 1 sono riportate le dimensioni delle travi della parte di struttura in elevazione.

Le armature longitudinali delle travi sono costituite da barre lisce di diametro Φ 16 mm e reggistaffe con diametro Φ 8 mm. Le armature trasversali delle travi sono costituite da staffe Φ 6 mm con passo 250 mm nella zona centrale delle travi e passo 150 mm nelle zone di estremità. L'aderenza delle barre d'armatura longitudinali è garantita a mezzo di ancoraggi meccanici ad uncino. Nella Figura 3 è riportato un esempio della distinta delle armature presenti in una delle travi del primo piano.

Le armature longitudinali dei pilastri sono costituite da barre lisce con diametro da 10, 12, 14 e 16 mm. Le armature trasversali sono costituite da staffe Φ 6 mm con passo 200 mm su tutta l'altezza dei pilastri. In Tabella 2 sono riportate

le dimensioni delle sezioni trasversali e il quantitativo di armatura longitudinale dei pilastri della parte di struttura in elevazione.

L'esame dell'organismo strutturale mostra la mancanza di una doppia orditura di travi, quindi il sistema non risulta avere la stessa resistenza nelle due direzioni principali. Lo schema strutturale dell'edificio è stato quindi concepito con la funzione principale di portare i soli carichi verticali trasmessi dai solai. Le travi sono infatti orientate in direzione ortogonale a quella di orditura dei travetti. Sono inoltre presenti travi su tutta la parte perimetrale della struttura, come illustrato nella Figura 4.

Le fondazioni sono di tipo superficiale e sono realizzate con travi rovesce aventi sezione con forma a T o rettangolare e l'orditura rispecchia quella delle travi in elevazione (Figura 5).

Le travi con sezione a T sono caratterizzate dall'avere una larghezza totale (B) variabile da 1.00 m a 2.20 m, in funzione dei carichi verticali da trasmettere al terreno, una larghezza dell'anima (b) costante e pari a 0.40 m, uno spessore delle ali (t) costante e pari a 0.40 m e un'altezza totale (H) variabile da 0.90 m a 1.05 m. In Tabella 3 sono riportate le dimensioni delle sezioni trasversali delle travi di fondazione dell'intero organismo strutturale.

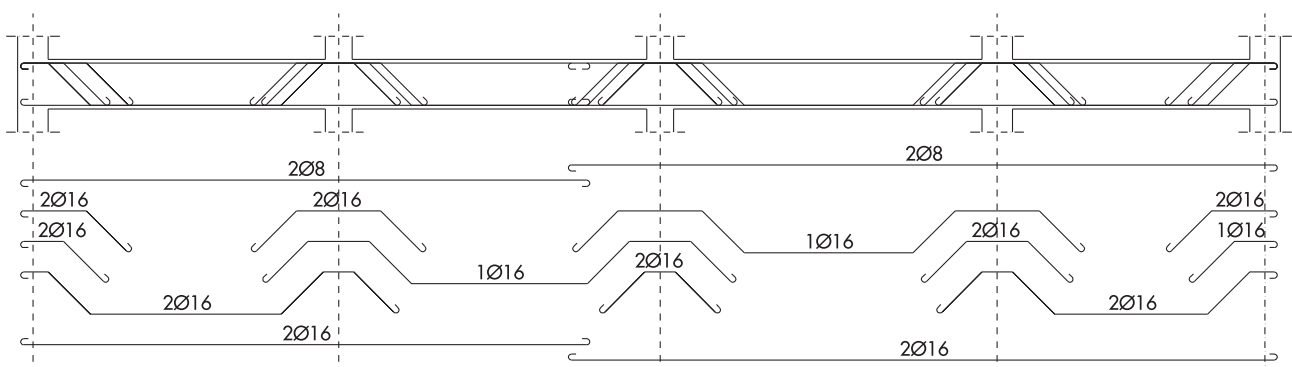
Tabella 1 - Dimensioni delle travi della struttura in elevazione (dimensioni in metri)

Livello 0	Livello 1	Livello 2	Copertura a falde
0.30 x 0.65	0.30 x 0.65	0.30 x 0.80	0.30 x 0.50
0.40 x 0.70	0.40 x 0.70	0.40 x 0.80	—

Tabella 2 - Dimensioni e armature dei pilastri (dimensioni in metri)

Piano Seminterrato	Piano Rialzato	Piano Primo	Copertura a falde
0.30 x 0.35 (4 Φ 16)	0.30 x 0.35 (4 Φ 12)	0.30 x 0.30 (4 Φ 12)	0.30 x 0.30 (4 Φ 10)
0.35 x 0.40 (6 Φ 16)	0.30 x 0.35 (6 Φ 14)	0.30 x 0.35 (4 Φ 12)	0.30 x 0.40 (4 Φ 10)
0.40 x 0.40 (6 Φ 16)	0.35 x 0.35 (6 Φ 14)	0.30 x 0.40 (4 Φ 12)	
0.40 x 0.55 (10 Φ 16)	0.30 x 0.40 (6 Φ 14)	0.40 x 0.40 (6 Φ 16)	
	0.40 x 0.45 (8 Φ 16)		

Figura 3
Distinta delle armature
presenti in una delle travi
del primo piano.



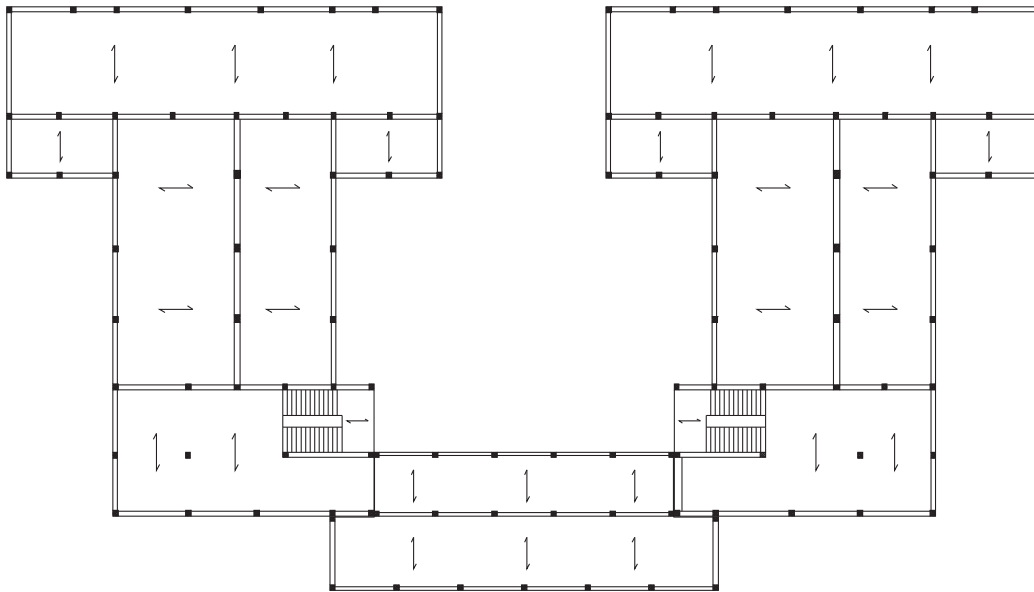


Figura 4
Pianta della carpenteria
piano terra.

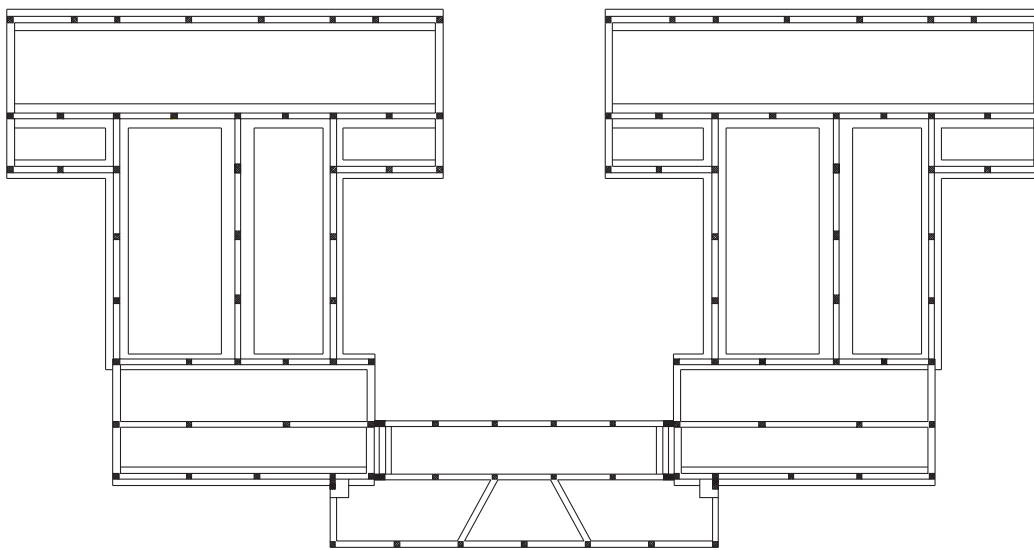


Figura 5
Pianta delle fondazioni.

Tabella 3 - Dimensioni delle travi di fondazione (dimensioni in metri)

Corpo	B	b	H	t
A e C	1.00	0.40	0.90	0.40
A e C	1.20	0.40	0.90	0.40
A e C	1.30	0.40	1.05	0.40
A e C	1.40	0.40	0.90	0.40
A e C	1.50	0.40	0.90	0.40
A e C	2.20	0.40	1.05	0.40
A e C	0.40		0.90	
A e C	0.50		0.50	
B	1.15	0.40	1.00	0.40
B	0.40		0.65	

2.4 Proprietà meccaniche dei materiali

Per la determinazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio utilizzati per costruire la struttura, sono state effettuate esaustive indagini sperimentali in-situ e indagini in laboratorio, utilizzando sia tecniche di tipo distruttivo che di tipo non distruttivo. In aggiunta sono state effettuate prove in-situ su altri elementi strutturali quali le pareti di contenimento del terreno presenti al piano seminterrato della struttura e sui solai di piano.

In particolare per le strutture del corpo A sono state effettuate le seguenti prove:

- prove di compressione su 6 provini di calcestruzzo (carote con diametro 100 mm) prelevate dalle travi e dai pilastri;
- prove di compressione su 3 provini di calcestruzzo (carote con diametro 60 mm) prelevate dalle travi e dai pilastri;
- prove ultrasoniche sugli elementi strutturali in calcestruzzo (23 prove su pilastri, travi in elevazione e travi di fondazione);
- prove di trazione sulle barre di armatura (2 prove su barre estratte da travi e pilastri);
- indagini georadar e termografiche sulle strutture in calcestruzzo;
- prove pacometriche eseguite principalmente sulle pareti di contenimento del terreno situate al piano seminterrato;
- prova di carico del solaio del primo piano dell'edificio.

Per la valutazione della resistenza del calcestruzzo, sono state effettuate prove di compressione sulle carote estratte dai vari elementi strutturali. Ciascuna prova ha fornito un valore di resistenza (f_{cyl}) il quale è funzione del diametro (Φ) e dell'altezza del provino (h). Per la determinazione della resistenza cubica del calcestruzzo

è stata utilizzata la seguente relazione (BS 1881, 1983):

$$R_c = f_{cyl} \cdot \frac{2.5}{1.5 + \Phi/h} \quad (1)$$

la resistenza cilindrica è stata, quindi, determinata come di seguito:

$$f_c = 0.83 \cdot R_c \quad (2)$$

I valori di resistenza cubica e cilindrica dei vari provini con diametro Φ 100 mm e Φ 60 mm sono riportati nella Tabella 4. Da tali valori di resistenza è stato determinato il valore medio della resistenza cilindrica del calcestruzzo, pari a $f_{c,med} = 18.8$ MPa, utilizzato quale valore di resistenza del calcestruzzo ai fini delle verifiche strutturali.

Prima di eseguire le prove di compressione sulle carote di calcestruzzo con diametro da 100 mm sono state eseguite prove ultrasoniche sui provini al fine di determinare una legge di correlazione fra la resistenza a compressione del calcestruzzo e la velocità di propagazione delle onde.

In Tabella 5 sono riportati i valori misurati della velocità di propagazione delle onde ed i corrispondenti valori di resistenza cubica e cilindrica ottenuti dalle prove eseguite sugli stessi provini.

La Figura 6 mostra un grafico con la curva di correlazione tra la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo e la velocità rilevata attraverso le prove ultrasoniche, la quale risulta avere un andamento praticamente lineare. Grazie all'utilizzo di tale legge di correlazione è stato possibile valutare la resistenza a compressione del calcestruzzo in vari punti della strut-

Tabella 4 - Risultati delle prove di compressione su carote Φ 100 mm e Φ 60 mm

Nome provino	Piano	Elemento strutturale	Diametro provino	Lunghezza provino	Area provino	Resistenza test	Resistenza cubica	Resistenza cilindrica
			Φ mm	L mm	A mm ²	f_{cyl} MPa	R_c MPa	f_c MPa
C1	Primo	Trave	103.6	190	8430	13.9	16.9	14.1
C2	Primo	Pilastro	103.5	179	8413	16.8	20.2	16.8
C3	Rialzato	Trave	103.6	181	8430	20.4	24.6	20.4
C4	Rialzato	Pilastro	103.6	201	8430	11.7	14.5	12.0
C10	Interrato	Trave	103.6	199	8430	25.2	31.1	25.8
C11	Interrato	Pilastro	103.6	200	8430	19.0	23.6	19.5
M1	Primo	Pilastro	64	158	3217	20.8	27.3	22.6
M2	Rialzato	Pilastro	64	179	3217	12.8	17.2	14.2
M6	Interrato	Pilastro	64	199	3217	21.1	28.9	24.0
Valore medio						$f_{c,med}$	18.8	MPa
Scarto quadratico medio						δ	4.57	MPa
Coefficiente di variazione						COV	0.24	

Tabella 5 - Risultati delle prove ultrasoniche sulle carote

Nome provino	Piano	Elemento strutturale	Resistenza cubica	Resistenza cilindrica	Velocità ultrasuoni
			R _c MPa	f _c MPa	V m/s
C1	Primo	Trave	16.9	14.0	3212
C2	Primo	Pilastro	20.2	16.8	3068
C3	Rialzato	Trave	24.6	20.4	3448
C4	Rialzato	Pilastro	14.5	12.0	2650
C10	Interrato	Trave	31.1	25.8	3470
C11	Interrato	Pilastro	23.6	19.6	3360

tura utilizzando un metodo di tipo non distruttivo. I risultati delle prove ultrasoniche effettuate in vari punti della struttura del corpo A sono riportati in Figura 6.

Il valore medio della resistenza a compressione (f_{c,ave}) è stato valutato utilizzando anche la seguente espressione (Masi, 2005):

$$f_{c,ave} = (C_{H/D} \cdot C_D \cdot C_s \cdot C_d) \cdot f_{cyl} \quad (3)$$

In cui i coefficienti C_{H/D}, C_D, C_s e C_d sono definiti di seguito:

- C_{H/D} è un coefficiente che tiene in considerazione l'influenza della forma della carota sulla resistenza del provino. Esso è funzione del rapporto fra l'altezza e il diametro, assume valore unitario per H/D = 2 e per valori di H/D diversi da 2 può essere valutato attraverso la seguente formula:

$$C_{H/D} = \frac{2}{1.5 + D/H} \quad (4)$$

- C_D è un coefficiente che tiene in considerazione l'influenza del diametro delle carote sulla resistenza cilindrica del calcestruzzo. Per carote di diametro 100 mm assume valore unitario, per carote con diametro 50 mm assume il valore 1.06 e per carote con diametro 150 mm assume il valore 0.98. Per valori diversi del diametro è possibile ricavare il valore di C_D per interpolazione;
- C_s è un coefficiente utilizzato per tenere in considerazione la presenza di armatura nella direzione ortogonale all'asse della carota; tale coefficiente assume valore 1.0 per provini senza armatura trasversale e assume valori compresi fra 1.03 per barre di piccola dimensione (es. Φ10) e 1.13 per barre di grossa dimensione (es. Φ20);
- C_d è un coefficiente che tiene in considerazione del disturbo delle operazioni di carotaggio e di estrazione del calcestruzzo sul valore della resistenza cilindrica. Il valore della costante C_d è riportato FEMA 274 (FEMA, 1997) la quale fornisce il valore C_d = 1.06 se le operazioni di carotaggio e di estrazione sono eseguite da manodopera specializzata.

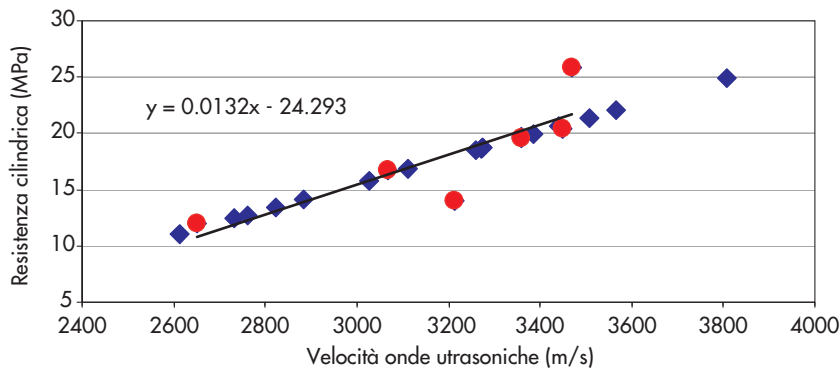


Figura 6
Curva di correlazione tra resistenza cilindrica del CLS e velocità delle onde ultrasoniche.

- ◆ Velocità onde ultrasuoni su elementi strutturali vs Resistenza cilindrica
- Velocità onde ultrasuoni su provini vs Resistenza cilindrica provini
- Lineare (Velocità onde ultrasuoni su provini vs Resistenza cilindrica provini)

Tabella 6 - Resistenza cilindrica delle carote di calcestruzzo

Numero provino	Etichetta provino	Piano	Elemento strutturale	Diametro provino	Lunghezza provino	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Coeff.	Resistenza test	Resistenza cilindrica	
				D mm	H mm	$C_{H/D}$	C_D	C_s	C_d	f_{cyl} MPa	$f_{c,ave}$ MPa	
1	C1	Primo	Trave	103.6	190	0.98	1.00	1.00	1.06	13.9	14.4	
2	C2	Primo	Pilastro	103.5	179	0.96	1.00	1.00	1.06	16.8	17.1	
3	C3	Rialzato	Trave	103.6	181	0.97	1.00	1.00	1.06	20.4	20.8	
4	C4	Rialzato	Pilastro	103.6	201	0.99	1.00	1.00	1.06	11.7	12.3	
5	C10	Interrato	Trave	103.6	199	0.99	1.00	1.00	1.06	25.2	26.4	
6	C11	Interrato	Pilastro	103.6	200	0.99	1.00	1.00	1.06	19.0	20.0	
1	M1	Primo	Pilastro	64	158	1.05	1.04	1.00	1.06	20.8	24.0	
2	M2	Rialzato	Pilastro	64	179	1.08	1.04	1.00	1.06	12.8	15.1	
3	M6	Interrato	Pilastro	64	199	1.10	1.04	1.00	1.06	21.1	25.5	
									Valore medio	$f_{c,med}$	19.5	MPa
									Scarto quadratico medio	δ	4.82	MPa
									Coefficiente di variazione	COV	0.25	

In Tabella 6 sono riportate le dimensioni delle carote testate con i rispettivi valori di resistenza, i valori assunti dai vari coefficienti dell'equazione (3), i valori di resistenza riscontrati dalla prova su ciascuna carota ed il valore medio della resistenza cilindrica del calcestruzzo, pari a 19.5 MPa.

Questo secondo metodo ha fornito un valore della resistenza cilindrica leggermente maggiore rispetto a quello ottenuto utilizzando la formulazione proposta dalle BS 1883.

Per la caratterizzazione del materiale acciaio sono stati prelevati dei campioni di armatura sui quali sono state effettuate prove di trazione atte a valutare la resistenza allo snervamento (f_y) e la resistenza a rottura (f_u). Per questi due parametri sono stati assunti i valori $f_y = 280$ MPa ed $f_u = 420$ MPa.

2.5 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi della struttura fanno chiaramente intendere che la costruzione non è stata concepita per resistere alle azioni sismiche. Le zone di estremità delle travi e dei pilastri risultano avere delle staffe di piccolo diametro con un passo troppo grosso, rispettivamente $\Phi 6/150$ mm per le zone di estremità delle travi e $\Phi 6/200$ mm per i pilastri; le armature inferiori delle travi in corrispondenza delle intersezioni con i pilastri risultano insufficienti per far fronte all'inversione del momento flettente che si può avere in fase sismica; l'armatura superiore nella zona centrale delle travi risulta essere costituita appena da due ferri reggistaffe $\Phi 8$ mm; le lunghezze di ancoraggio delle armature longitudinali risultano insufficienti; i nodi non confinati non risultano staffati.

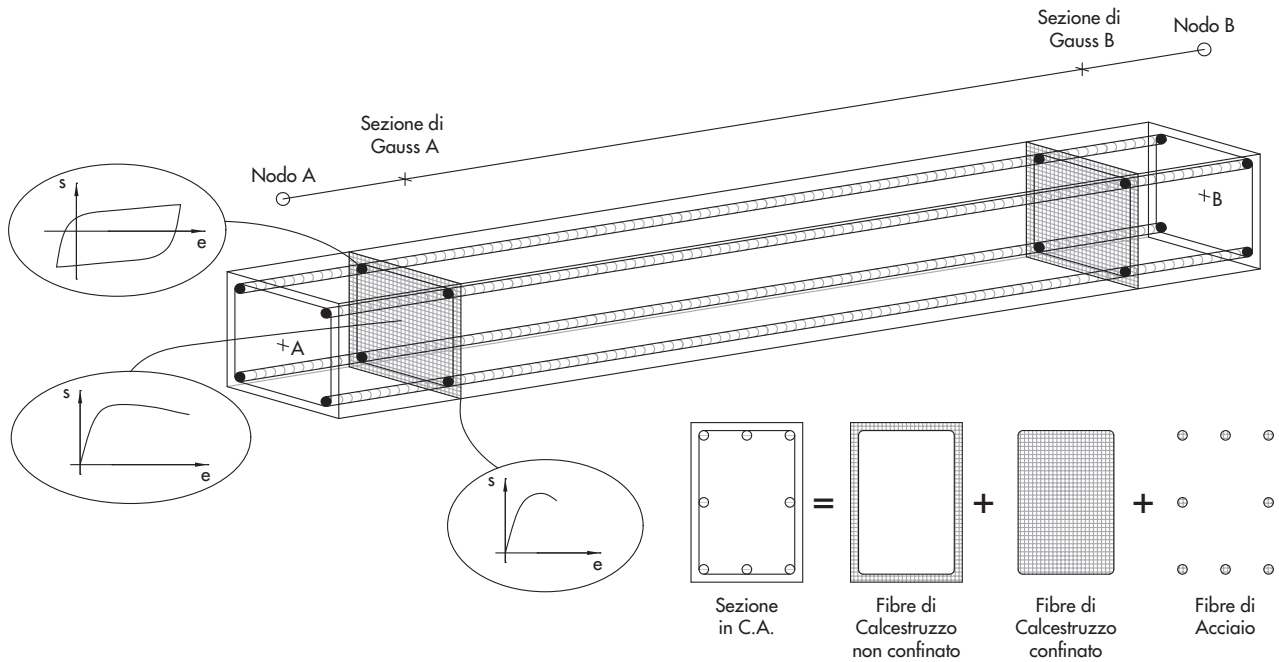
3. Simulazione numerica

La valutazione della sicurezza della struttura è stata effettuata avvalendosi dell'ausilio del soft-

ware di calcolo strutturale SeismoStruct (Pinho and Antoniou, 2008). Tale software per la modellazione agli elementi finiti ha consentito di valutare il comportamento della struttura sotto carichi statici e dinamici, tenendo in considerazione sia il comportamento non lineare dei materiali che la non linearità geometrica. L'approccio utilizzato dal software per tener conto del comportamento non lineare è quello a plasticità diffusa, il quale consente di ottenere una valutazione accurata della distribuzione del danno sia lungo l'asse degli elementi strutturali che nei vari punti delle sezioni trasversali.

Gli elementi strutturali travi-colonne sono stati modellati con degli elementi monodimensionali a comportamento non lineare (inelastic frame elements). Ciascuno di tali elementi è stato suddiviso in 5 parti ottenendo così 6 sezioni di integrazione delle caratteristiche di sollecitazione/deformazione. Un tale numero di sezioni di integrazione consente di ottenere una buona convergenza dei risultati dell'analisi strutturale. Ciascun elemento strutturale monodimensionale in c.a. (Figura 7) è stato suddiviso in 400 fibre che comprendono le armature, il calcestruzzo confinato e il calcestruzzo non confinato.

Il materiale calcestruzzo è stato modellato utilizzando un modello uniassiale non lineare con confinamento costante e non sensibile al degrado ciclico. L'effetto di confinamento, dovuto alla presenza delle armature trasversali, è tenuto in considerazione per mezzo di una pressione di confinamento, quest'ultima è considerata costante nell'intero campo di tensione-deformazione. Il modello matematico utilizzato è stato inizialmente proposto da Madas (1993) che segue le relazioni costitutive proposte da Mander et al. (1988) e le regole cicliche proposte da Martinez-Rueda e Elnashai (1997). Anche



l'effetto di confinamento è tenuto in conto tramite le regole proposte da Mander et al. (1988).

Il materiale acciaio delle barre di armatura è stato modellato utilizzando un legame costitutivo di tipo bilineare in cui il tratto post-elastico presenta un incrudimento cinematico ed il campo elastico rimane di ampiezza costante durante i diversi cicli di carico. La legge di variazione del tratto post-elastico è assunta come una funzione lineare dell'incremento di deformazione plastica. Il presente studio è finalizzato all'esame delle prestazioni sismiche globali della struttura, pertanto non vengono modellati effetti locali quali legami di aderenza ed instabilità delle armature longitudinali degli elementi travi-colonne.

La presenza dei solai in c.a. sia di piano che di copertura è stata simulata utilizzando delle bielle rigide che connettono i vari nodi travi-colonne.

3.1 Carichi verticali

I carichi verticali considerati in combinazione con l'azione sismica sono quelli prescritti al § 2.5.3 della normativa sismica nazionale (NTC 2008), ovvero il peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G_1), il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2) ed i valori quasi permanenti $\psi_{2i} Q_{ki}$ delle azioni variabili (Q).

I carichi gravitazionali presenti in fase sismica sono stati introdotti all'interno del modello agli elementi finiti applicando le azioni verticali direttamente sulle travi. Ad ogni trave sono state assegnate delle azioni verticali corrispondenti allo scarico del solaio, al peso proprio e al peso delle tamponature, ove presenti.

I carichi verticali totali applicati ai diversi livelli

della struttura per le analisi con combinazione sismica risultano pari a: 5900 kN per il secondo piano + la copertura a falde inclinate, 5400 kN per il primo piano e 5500 kN per il piano rialzato.

3.2 Masse

Le masse corrispondenti ai carichi verticali presenti in fase sismica sono state inserite all'interno del modello strutturale sotto forma di masse concentrate, applicate ai vari nodi della struttura intelaiata. Al modello strutturale sono state assegnate quindi 45 masse concentrate in vari punti delle travi di ciascun impalcato.

3.3 Azioni sismiche

La risposta strutturale è stata valutata considerando agenti sulla costruzione le azioni definite dalla normativa sismica nazionale (NTC2008). Esse sono state opportunamente applicate al modello strutturale, secondo le combinazioni definite al § 2.5.3 del D.M., ai fini delle verifiche ai vari stati limite.

Per la definizione dell'azione sismica è stata considerata una vita nominale (v_N) di 50 anni, mentre la classe d'uso considerata è la III, alla quale corrisponde un coefficiente d'uso (c_U) pari a 1.5. Il periodo di riferimento per l'azione sismica è quindi pari a:

$$v_R = v_N \cdot c_U = 75 \text{ anni} \quad (5)$$

Il sito di riferimento si trova nella città di Avellino, in prossimità di Piazza Don Luigi Sturzo, alle

Figura 7
Suddivisione in fibre degli elementi strutturali monodimensionali.

coordinate latitudine = 40.9045 e longitudine = 14.7967. Dalle indagini geologiche effettuate è emerso che il sottosuolo del sito di riferimento è di categoria B, mentre il profilo topografico è di categoria T₁. In Tabella 7 sono riportati, per ogni stato limite, i valori delle probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento, dell'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido (a_g), del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F₀) e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in velocità orizzontale.

In Tabella 8 sono riportati, per il sito di riferimento e per i vari stati limite, i valori dell'accelerazione orizzontale massima al suolo (PGA) e dei periodi (T_B, T_C e T_D) che separano i diversi rami degli spettri.

In Figura 8 sono riportati gli spettri di risposta in

accelerazione e spostamento del sito di riferimento per gli stati limite di esercizio e per gli stati limite ultimi.

L'azione sismica è stata definita anche in termini di accelerogrammi, ai fini del calcolo sismico attraverso l'utilizzo di analisi dinamiche non lineari. La normativa sismica nazionale (NTC 2008) prescrive di applicare contemporaneamente alla struttura un gruppo di accelerogrammi, che può essere costituito da due componenti orizzontali e una componente verticale da applicare contemporaneamente alla base della struttura. In questo caso ogni gruppo di accelerogrammi è costituito da due componenti orizzontali. Dati lo schema strutturale e la geometria dell'edificio, si ritiene la componente sismica verticale non particolarmente determinante ai fini dei risultati delle analisi. Le analisi

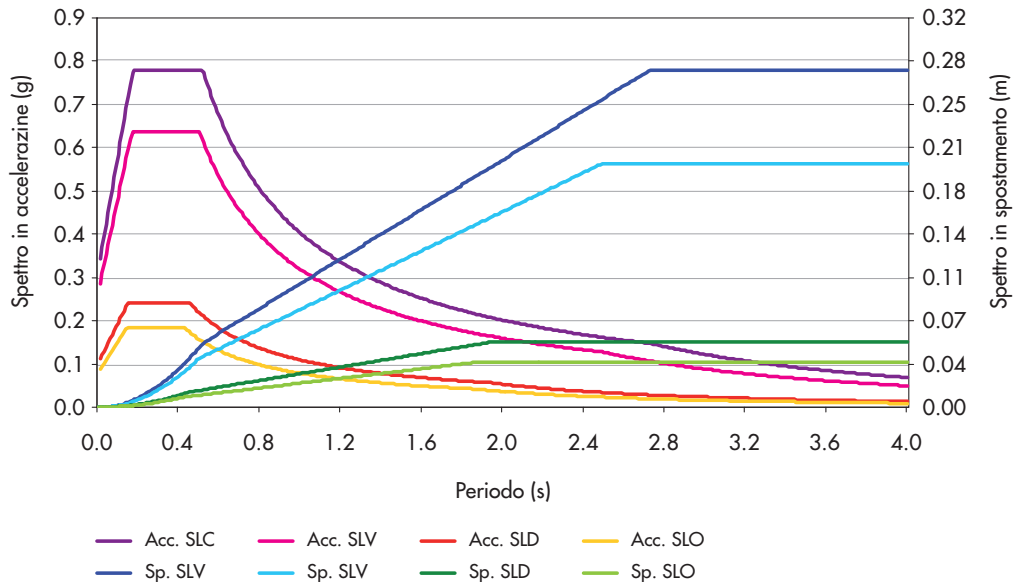
Tabella 7 - Parametri caratterizzanti l'azione sismica per il sito di riferimento

Stati Limite		P _{VR} %	T _R Anni	a _g g	F ₀	T _C * S
Stati Limite Ultimi	Collasso	5	1462	0.282	2.461	0.389
	Vita	10	712	0.223	2.406	0.374
Stati Limite di Esercizio	Danno	63	75	0.085	2.377	0.328
	Operatività	81	45	0.066	2.324	0.326

Tabella 8 - Parametri caratterizzanti gli spettri di risposta per il sito di riferimento

Stati Limite		PGA g	T _B s	T _C s	T _D s
Stati Limite Ultimi	Collasso	0.317	0.172	0.517	2.728
	Vita	0.264	0.167	0.501	2.492
Stati Limite di Esercizio	Danno	0.102	0.150	0.451	1.940
	Operatività	0.079	0.142	0.427	1.864

Figura 8
Spettri di risposta in
accelerazione e
spostamento per i vari Stati
Limite.



dinamiche non lineari sono state effettuate considerando per ogni stato limite 7 gruppi di accelerogrammi opportunamente scalati.

Gli accelerogrammi sono stati scelti anche in modo da soddisfare le verifiche di compatibilità con lo spettro di risposta in accelerazione. Tale verifica richiede che la media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi non abbia in alcun punto uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alle ordinate dello spettro di risposta elastico per un intervallo di periodo che per le verifiche agli SLU deve essere compreso fra 0.15 s e max (2.0 s; 2T), in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, mentre per le verifiche agli SLE deve essere compreso fra 0.15 s e max (2.0 s; 1.5 T).

In Figura 9 e Figura 10 sono riportati, in forma

adimensionalizzata rispetto al valore dell'accelerazione di picco al suolo (PGA) del sito di riferimento, gli spettri di risposta in accelerazione dei sette accelerogrammi scelti per ciascuna direzione principale della struttura, lo spettro di risposta in accelerazione medio e lo spettro elastico allo SLC. Gli accelerogrammi sono stati scelti dal database di accelerogrammi messi a disposizione da ReLUIs (www.reluis.it). Sono stati scelti accelerogrammi ottenuti da registrazioni di terremoti reali, quindi accelerogrammi naturali i quali sono stati scalati linearmente al fine di ottenere il livello di accelerazione desiderato. In Tabella 9 sono riportate le informazioni riguardo le durate, il periodo predominante e l'intensità come definite in Bomer and Martinez-Pereira (1999) e i fattori di scala degli accelerogrammi scelti per tutti gli stati limite considerati.

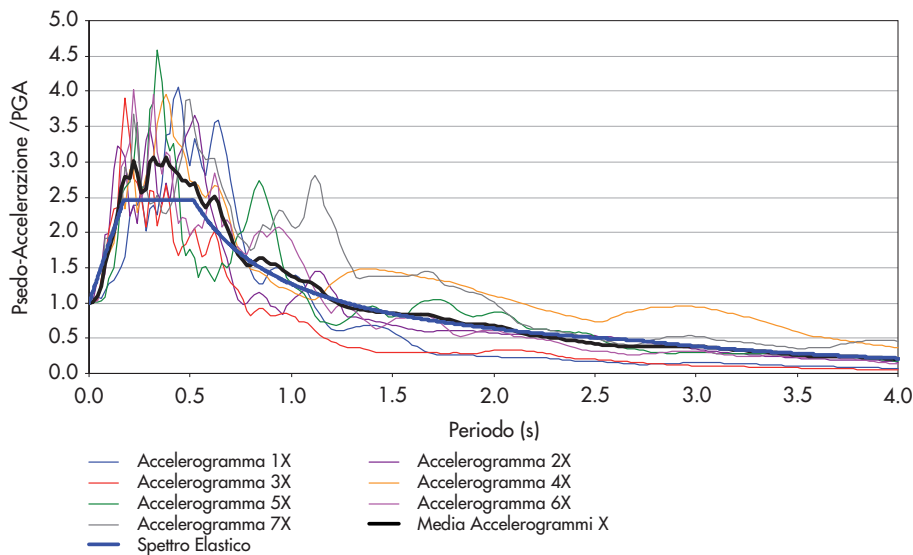


Figura 9
Spettri di risposta accelerogrammi in direzione X.

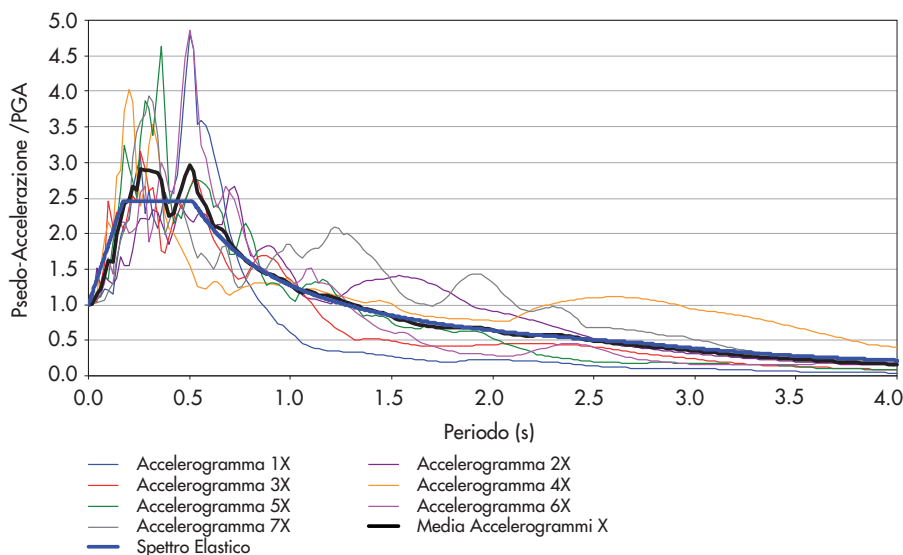


Figura 10
Spettri di risposta accelerogrammi in direzione Y.

Tabella 9 - Durate, Periodi predominanti, intensità e fattori di scala degli accelerogrammi

Nome Acceler.	Durate Uniforme (s)	Durata Delimitata (s)	Durata Significante (s)	Durata Effettiva (s)	Periodo Predom. (s)	Intensità di Area (m/s)	Fattore di scala SLC	Fattore di scala SLV	Fattore di scala SLD	Fattore di scala SLO
1X	16.59	27.66	11.47	11.47	0.44	2.184	0.71	0.59	0.23	0.18
1Y	17.79	28.00	11.49	11.49	0.50	2.103	1.06	0.88	0.34	0.26
2X	16.58	29.86	11.66	11.66	0.52	1.923	1.78	1.48	0.57	0.44
2Y	14.86	29.92	11.67	11.67	0.72	1.471	1.44	1.20	0.46	0.36
3X	14.93	28.07	11.67	11.67	0.18	1.241	0.57	0.47	0.18	0.14
3Y	15.79	27.95	12.62	12.62	0.26	1.350	0.58	0.48	0.19	0.14
4X	20.33	29.45	13.81	13.81	0.38	2.593	1.49	1.24	0.48	0.37
4Y	16.34	28.43	14.37	14.37	0.20	1.355	1.00	0.83	0.32	0.25
5X	21.51	27.04	16.90	16.90	0.34	2.129	1.18	0.98	0.38	0.29
5Y	16.97	26.84	15.54	15.54	0.30	1.911	1.01	0.84	0.32	0.25
6X	29.33	39.85	22.51	22.51	0.22	3.002	1.14	0.95	0.37	0.28
6Y	29.99	39.96	25.54	25.54	0.36	3.064	0.98	0.82	0.32	0.24
7X	24.59	29.90	19.20	19.20	0.50	4.208	1.21	1.01	0.39	0.30
7Y	20.36	29.84	15.35	15.35	0.50	2.157	0.78	0.65	0.25	0.19

4. Analisi della vulnerabilità

La prima analisi di vulnerabilità della struttura è stata effettuata applicando al modello strutturale i carichi allo SLU in assenza di sisma, volti a massimizzare gli effetti dovuti ai carichi fissi e alle azioni accidentali, come da combinazione fondamentale definita al § 2.5.3 delle NTC2008. I risultati mostrano che la struttura è ampiamente in grado di sostenere i carichi agenti allo SLU in assenza di sisma, eccetto lievi plasticizzazioni di alcuni elementi strutturali.

Per la valutazione della vulnerabilità sismica della struttura sono state effettuate analisi statiche non lineari e analisi dinamiche non lineari. Le azioni considerate agenti contemporaneamente sul modello strutturale sono quelle della combinazione sismica definita al § 2.5.3 delle NTC2008.

4.1 Risposta Modale

Le caratteristiche elastiche della struttura, quali periodi di vibrazione, modi di vibrazione e masse partecipanti, sono state valutate attraverso un'analisi modale, i cui risultati sono riportati in Tabella 10.

I primi due modi di vibrare risultano essere traslazionali e praticamente disaccoppiati. Il terzo

modo di vibrare, fondamentalmente torsionale, presenta una significativa percentuale di massa partecipante nella direzione principale X.

A rigore l'analisi statica non lineare non sarebbe applicabile nella direzione principale X poiché il modo di vibrare fondamentale per tale direzione presenta una percentuale di massa partecipante inferiore al 75%, come prescritto al § 7.3.4.1 delle NTC2008. Tuttavia è stato ritenuto opportuno eseguire un'analisi statica non lineare prima di utilizzare metodi di analisi più sofisticati.

Per ognuna delle analisi effettuate è stata valutata la domanda di spostamento del punto di controllo, corrispondente con il baricentro delle masse del solaio del secondo livello (piano sottotetto), e la corrispondente risposta sismica della struttura.

4.2 Analisi statiche non lineari

Le analisi statiche non lineari sono state eseguite applicando alla struttura i carichi verticali presenti in occorrenza del sisma e due diverse distribuzioni di azioni orizzontali, le quali sono state scalate linearmente fino a portare la struttura al collasso. In entrambe le direzioni principali e in entrambi i versi, sono state applicate le seguenti distribuzioni di forze:

Tabella 10 - Periodi di vibrazione e masse partecipanti della struttura originaria

Modo di vibrazione	Periodo di vibrazione (s)	Massa partecipante direzione X (%)	Massa partecipante direzione Y (%)
1°	0.612	0.10	89.60
2°	0.557	67.48	0.21
3°	0.458	20.49	0.03

- distribuzione proporzionale al prodotto fra le componenti del modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata e le corrispondenti masse sismiche di piano;
- distribuzione proporzionale alle masse sismiche di piano.

In Figura 11 e Figura 12 sono riportate le curve pushover ricavate applicando alla struttura le diverse distribuzioni di azioni orizzontali in entrambe le direzioni principali X ed Y e in entrambi i versi dell'azione sismica. Su ciascuna curva sono riportati i valori della domanda in spostamento del punto di controllo corrispondente ai vari stati limite.

In Tabella 11 sono riportati i risultati delle analisi statiche non lineari in termini di rapporto fra spostamento del punto di controllo e altezza del punto di controllo rispetto alla quota di incastro dei pilastri del piano terra e in termini di rapporto fra lo spostamento d'interpiano dei baricentri delle masse dei vari piani e le altezze d'interpiano. I risultati fanno riferimento alle analisi effettuate ai vari stati limite, per le due direzioni principali della struttura, per entrambi i versi dell'azione sismica e per entrambe le distribuzioni di forze orizzontali applicate.

I risultati dell'analisi globale della struttura, espressi in termini di rapporto fra lo spostamento del punto di controllo e la quota del punto di controllo, non sembrano particolarmente sfavorevoli, essendo questo rapporto al più pari a 1.39. Di contro i risultati espressi in termini locali, ovvero come rapporto fra lo spostamento d'interpiano e l'altezza d'interpiano, sono abbastanza sfavorevoli oltre che non uniformi per direzioni, distribuzioni di forze applicate e livelli della struttura. Per l'analisi condotta applicando alla struttura, nella direzione principale X, una distribuzione di forze proporzionali al prodotto fra le componenti del primo modo di vibrare e le corrispondenti masse sismiche di piano, si ha che per il baricentro delle masse del secondo livello lo spostamento laterale di piano è pari a 2.43 allo SLC, pari a 0.65 allo SLD e pari a 0.47 allo SLO. Questi ultimi due valori non rendono soddisfatte le verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. I limiti di spostamento di interpiano prescritti dalle NTC2008 per le verifiche agli stati limite di danno e di operatività sono infatti rispettivamente pari a 0.5% per lo SLD e 2/3 di 0.5% per lo SLO da applicare alla

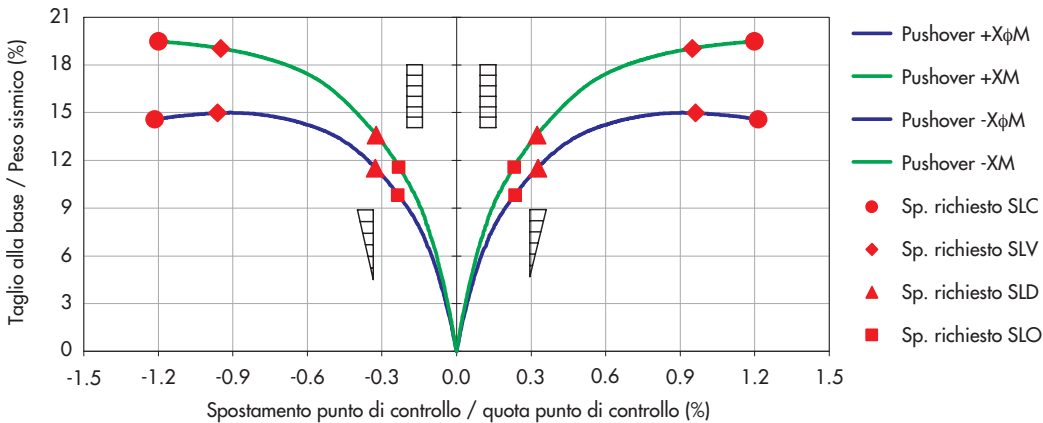


Figura 11
Curve pushover della struttura originaria nella direzione principale X.

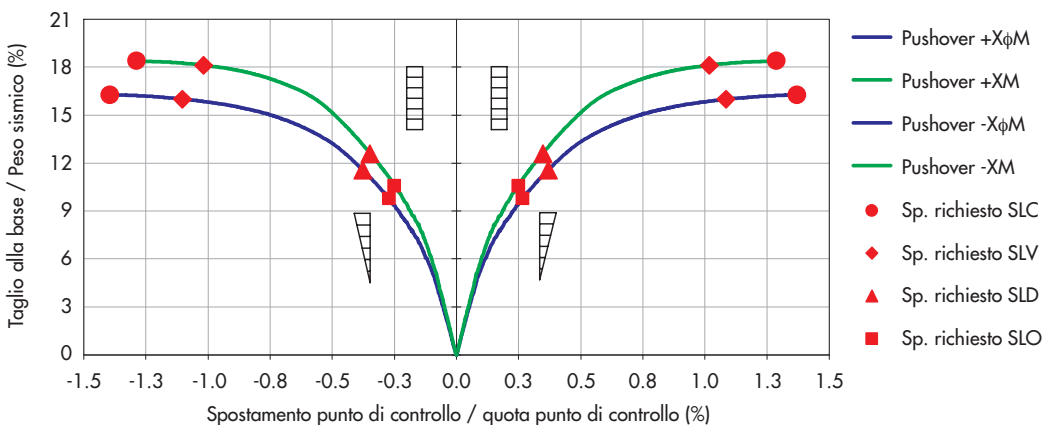


Figura 12
Curve pushover della struttura originaria nella direzione principale Y.

strutture in classe d'uso III.

Si può notare che per le analisi statiche non lineari eseguite applicando delle distribuzioni di forze proporzionali al prodotto fra le componenti del primo modo di vibrare e le corrispondenti masse sismiche di piano si hanno degli spostamenti di interpiano al secondo livello nettamente superiori agli spostamenti di interpiano al primo livello.

La distribuzione di forze proporzionali al primo modo risulta essere, quindi, particolarmente sfavorevole per le colonne del secondo livello.

Per ogni analisi statica non lineare effettuata è stata valutata la risposta sismica della struttura e sono state eseguite le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali per meccanismi di tipo duttile e fragile. Le verifiche dei meccanismi duttili allo

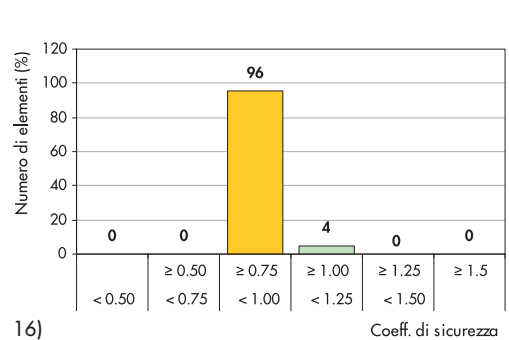
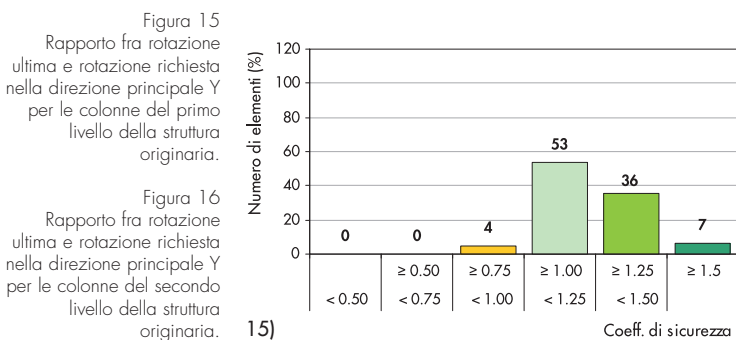
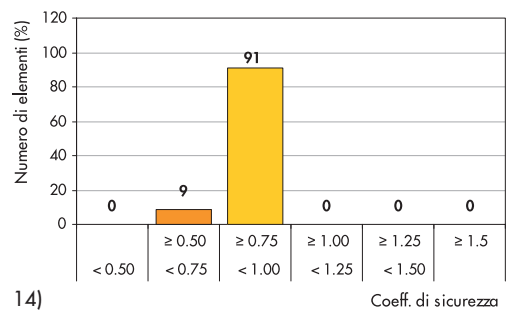
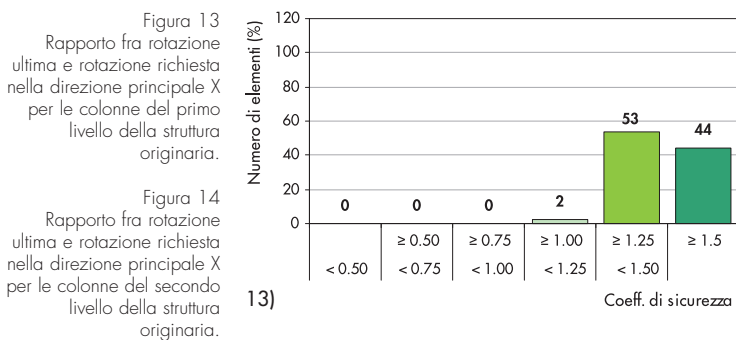
SLC sono state effettuate confrontando la rotazione ultima disponibile (θ_u) delle sezioni di estremità degli elementi strutturali, calcolata come prescritto dalla Circolare 617 (2009), con la rotazione richiesta (θ_d).

Per le diverse analisi statiche non lineari allo SLC, sono stati calcolati i valori dei coefficienti di sicurezza degli elementi strutturali colonna del primo e del secondo livello, intesi come rapporto fra la capacità di rotazione e la rotazione richiesta.

Nelle Figure 13, 14, 15 e 16 sono riportate le percentuali di elementi strutturali con coefficienti di sicurezza compresi in determinati intervalli. Risulta evidente che le sezioni d'estremità di quasi tutte le colonne del secondo livello hanno scarsa capacità di rotazione rispetto alla domanda.

Tabella 11 - Spostamenti laterali globali e di piano dei baricentri delle masse ottenuti dalle analisi statiche non lineari per la struttura originaria

Distribuzione di forze applicate			+X Φ M	+XM	-X Φ M	-XM	+Y Φ M	+YM	-Y Φ M	-YM
	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H (%)	1.215	1.199	-1.215	-1.199	1.371	1.287	-1.394	-1.287
SLC	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1 (%)	0.468	1.030	-0.468	-1.030	0.982	1.366	-0.989	-1.366
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2 (%)	2.426	1.365	-2.426	-1.365	1.762	1.208	-1.796	-1.208
	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H (%)	0.961	0.949	-0.961	-0.949	1.085	1.019	-1.103	-1.019
SLV	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1 (%)	0.420	0.840	-0.420	-0.840	0.837	1.060	-0.845	-1.060
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2 (%)	1.918	1.057	-1.918	-1.057	1.342	0.976	-1.360	-0.976
	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H (%)	0.328	0.324	-0.328	-0.324	0.370	0.348	-0.377	-0.348
SLD	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1 (%)	0.245	0.312	-0.245	-0.312	0.344	0.369	-0.342	-0.369
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2 (%)	0.651	0.334	-0.651	-0.334	0.410	0.323	-0.407	-0.326
	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H (%)	0.235	0.232	-0.235	-0.232	0.266	0.250	-0.270	-0.250
SLO	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1 (%)	0.181	0.226	-0.180	-0.227	0.250	0.250	-0.249	-0.268
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2 (%)	0.467	0.235	-0.466	-0.236	0.294	0.231	-0.293	-0.232



Nelle Figure 17, 18, 19 e 20 sono riportati in maniera analoga i risultati ottenuti per gli elementi trave. Essi mostrano che le sezioni di estremità di una discreta quantità di travi del primo e del secondo livello orientate in direzione Y hanno scarsa capacità di rotazione rispetto alla domanda.

Le verifiche degli elementi fragili è stata effettuata confrontando il taglio resistente dei vari elementi travi-colonne con il taglio sollecitante

allo SLC. Il taglio resistente è stato calcolato con il metodo del traliccio ad inclinazione variabile. Per il calcolo del taglio resistente delle colonne è stato ipotizzato un angolo di inclinazione delle bielle pari a 45° , mentre per le travi è stato ipotizzato un angolo di inclinazione delle bielle pari a 22° . Nonostante l'ipotesi di inclinazione a 45° delle bielle di calcestruzzo delle colonne sia sfavorevole per la resistenza del calcestruzzo, si verifica che la rottura delle colonne

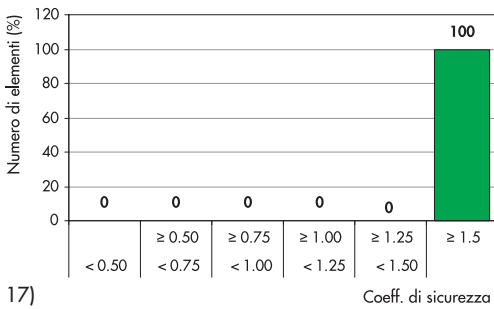


Figura 17 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale X per le travi del primo livello della struttura originaria.

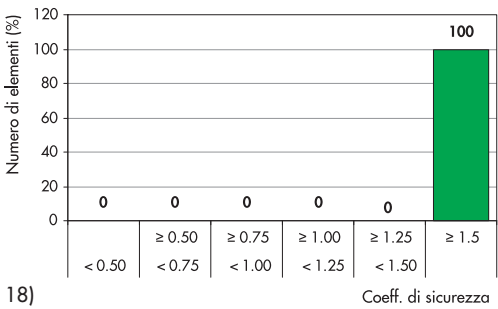


Figura 18 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale X per le travi del secondo livello della struttura originaria.

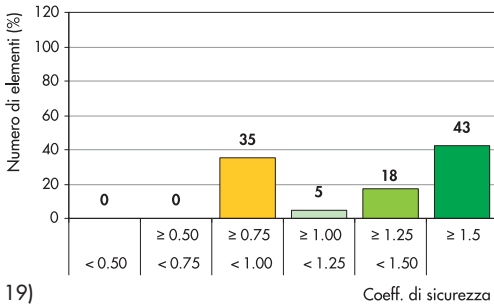


Figura 19 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale Y per le travi del primo livello della struttura originaria.

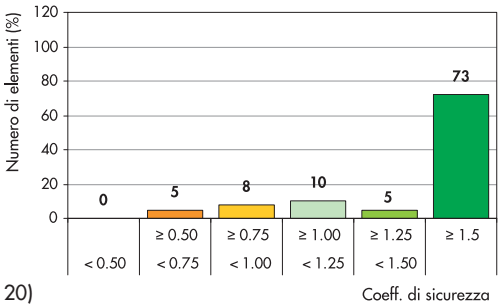


Figura 20 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale Y per le travi del secondo livello della struttura originaria.

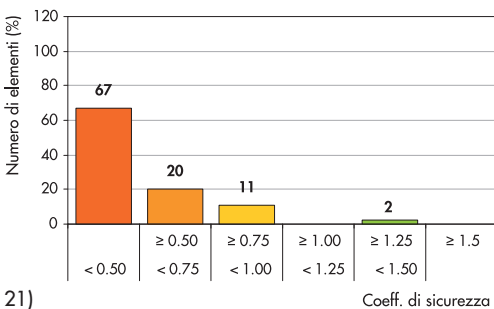


Figura 21 Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale X per le colonne del primo livello della struttura originaria.

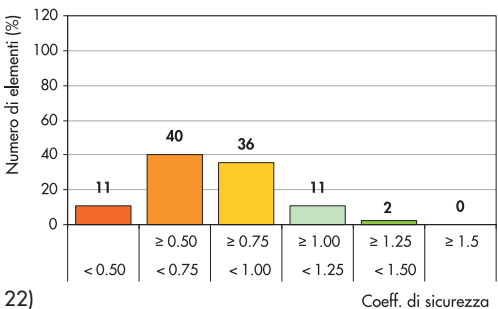


Figura 22 Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale X per le colonne del secondo livello della struttura originaria.

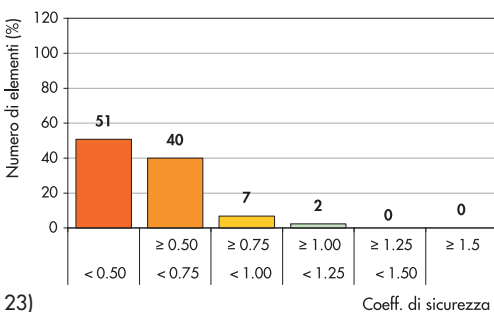


Figura 23 Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale Y per le colonne del primo livello della struttura originaria.

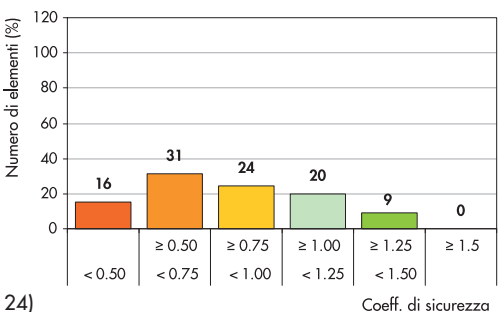


Figura 24 Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale Y per le colonne del secondo livello della struttura originaria.

avviene sempre per "taglio trazione".

Per le diverse analisi statiche non lineari allo SLC, sono stati calcolati i valori dei coefficienti di sicurezza degli elementi colonne del primo e del secondo livello, intesi come rapporto fra il taglio resistente e il taglio sollecitante.

Nelle Figure 21, 22, 23 e 24 sono riportate le percentuali di elementi strutturali con coefficienti di sicurezza compresi in determinati intervalli. Esse mostrano che la maggior parte delle colonne del primo e del secondo livello non ha sufficiente resistenza a taglio.

Per le travi di tutti i livelli non sono stati riscontrati grandi problemi di resistenza a taglio tranne che per una percentuale relativamente bassa di elementi che hanno una capacità inferiore alla domanda.

Un altro aspetto particolarmente critico, che conferisce un'elevata vulnerabilità alla struttura, è la scarsa resistenza a trazione e a compressione dei nodi non confinati.

Le verifiche di resistenza dei nodi, effettuate in maniera conforme a quanto prescritto dalla Circolare n. 5617 (2009), mostrano che le tensioni ammesse in fase di trazione e di compressione sono dell'ordine del 15-20% rispetto alle tensioni agenti allo SLC.

4.3 Analisi dinamiche non lineari

Le analisi dinamiche non lineari sono state effettuate applicando alla base della struttura 7 diversi gruppi di accelerogrammi scalati per lo stato limite considerato. Ai fini della valutazione della risposta sismica è stato quindi possibile valutare gli effetti sulla struttura come valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi.

In Tabella 12 sono riportati i risultati delle analisi dinamiche non lineari in termini di spostamenti laterali valutati per i baricentri delle masse dei diversi piani, nelle due direzioni principali e per i diversi stati limite considerati. Anche i risultati delle analisi dinamiche non lineari evidenziano degli spostamenti di interpiano al secondo livello abbastanza maggiori rispetto a quelli che si hanno al primo livello.

I risultati medi ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari sono sufficientemente bassi rispetto ai valori più sfavorevoli ottenuti dalle analisi statiche non lineari (vedi Tabella 11), anche se è da considerare che il coefficiente di variazione degli spostamenti laterali risulta abbastanza elevato e crescente con l'intensità dell'azione sismica applicata alla struttura.

In Tabella 13 sono riportati, per i diversi stati limite e per entrambe le direzioni principali della struttura, i valori dei tagli alla base rapportati al peso sismico della struttura, ottenuti come media dei valori risultanti dalle sette analisi dinamiche non lineari effettuate. Tali valori medi dei tagli alla base risultano simili a quelli ottenuti dalle analisi statiche non lineari (vedi Figura 11 e Figura 12). Il coefficiente di variazione risulta in tutti i casi sufficientemente basso sia quando la struttura è in campo elastico che quando la struttura è in campo plastico.

I risultati ottenuti attraverso le analisi dinamiche non lineari mostrano un miglioramento per la risposta sismica della struttura soprattutto in termini di spostamenti/deformazioni. Le verifiche degli elementi fragili/duttile e dei nodi non confinati risultano comunque non soddisfatte per la maggior parte degli elementi strutturali.

Tabella 12 - Spostamenti laterali di piano dei baricentri delle masse ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari per la struttura originaria

			d_{r1}/h	d_{r2}/h	d_{r3}/h	d_{r4}/h	d_{r5}/h	d_{r6}/h	d_{r7}/h	μ	δ	COV
SLC	Direzione X	Livello 1	0.539	0.501	0.360	1.593	0.857	0.916	1.158	0.846	0.398	0.470
		Livello 2	1.748	1.050	0.667	1.864	1.366	1.159	2.185	1.434	0.488	0.340
	Direzione Y	Livello 1	0.458	1.294	0.914	1.056	0.857	0.911	0.887	0.911	0.232	0.255
		Livello 2	0.885	1.446	1.266	1.222	1.366	1.075	2.032	1.327	0.335	0.253
SLV	Direzione X	Livello 1	0.491	0.407	0.296	0.882	0.728	0.713	0.950	0.638	0.228	0.357
		Livello 2	1.438	0.899	0.581	1.387	1.147	0.997	1.729	1.168	0.355	0.304
	Direzione Y	Livello 1	0.454	0.909	0.789	0.847	0.950	0.654	0.781	0.769	0.157	0.204
		Livello 2	0.790	1.169	0.968	1.078	1.557	0.916	1.653	1.161	0.303	0.261
SLD	Direzione X	Livello 1	0.259	0.189	0.162	0.288	0.161	0.210	0.273	0.220	0.049	0.223
		Livello 2	0.389	0.320	0.227	0.373	0.232	0.291	0.417	0.321	0.070	0.218
	Direzione Y	Livello 1	0.272	0.346	0.263	0.197	0.258	0.260	0.380	0.282	0.057	0.202
		Livello 2	0.387	0.452	0.284	0.221	0.277	0.334	0.468	0.346	0.086	0.249
SLO	Direzione X	Livello 1	0.204	0.164	0.124	0.208	0.112	0.178	0.207	0.171	0.037	0.216
		Livello 2	0.316	0.264	0.181	0.271	0.140	0.228	0.309	0.244	0.060	0.247
	Direzione Y	Livello 1	0.229	0.249	0.201	0.129	0.208	0.188	0.276	0.211	0.044	0.207
		Livello 2	0.302	0.319	0.211	0.173	0.212	0.244	0.340	0.257	0.059	0.229

Tabella 13 - Rapporti fra i tagli alla base e il peso sismico totale ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari per la struttura originaria

		V ₁ /W	V ₂ /W	V ₃ /W	V ₄ /W	V ₅ /W	V ₆ /W	V ₇ /W	μ	δ	COV
SLC	Direzione X	0.179	0.164	0.145	0.208	0.180	0.207	0.206	0.184	0.022	0.122
	Direzione Y	0.125	0.207	0.181	0.155	0.182	0.176	0.173	0.171	0.024	0.138
SLV	Direzione X	0.154	0.145	0.135	0.198	0.175	0.196	0.196	0.171	0.025	0.144
	Direzione Y	0.127	0.193	0.178	0.156	0.181	0.158	0.166	0.165	0.020	0.121
SLD	Direzione X	0.122	0.106	0.103	0.140	0.101	0.113	0.127	0.116	0.013	0.115
	Direzione Y	0.106	0.123	0.113	0.086	0.106	0.105	0.131	0.110	0.014	0.124
SLO	Direzione X	0.095	0.083	0.080	0.108	0.078	0.087	0.098	0.090	0.010	0.114
	Direzione Y	0.082	0.096	0.088	0.066	0.082	0.081	0.102	0.085	0.011	0.123

5. Adeguamento sismico

Per l'adeguamento sismico della struttura è stato scelto di utilizzare una tecnica di protezione sismica basata sulla dissipazione di energia, la quale avviene attraverso dei controventi dissipativi disposti all'interno delle maglie strutturali. In questo caso i controventi dissipativi sono stati realizzati disponendo in serie un'asta metallica e un dissipatore isteretico assiale ad instabilità impedita denominato BRAD (acronimo di Buckling Restrained Axial Damper ovvero di smorzatore assiale ad instabilità impedita). L'inserimento di tali elementi all'interno della struttura comporta un incremento della rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, un aumento della resistenza alle azioni orizzontali e un incremento della capacità dissipativa a livello globale.

La scelta del numero di controventi, della loro posizione all'interno dell'organismo strutturale, e delle loro caratteristiche meccaniche, è stata effettuata cercando di conseguire i seguenti obiettivi:

- 1) Minimizzare gli interventi nella parte interna della struttura;
- 2) Regolarizzare il comportamento dinamico della struttura nelle due direzioni principali;
- 3) Evitare l'ostruzione dei vani di passaggio e in generale delle aperture;
- 4) Contenere le azioni assiali nelle colonne dei campi controventati.

Il primo obiettivo è stato raggiunto inserendo i controventi solo nei telai perimetrali della struttura. Ciò consente di lavorare operando dalla parte esterna della costruzione e di disporre i controventi all'interno delle fodere dei muri di

tompagno. Il secondo obiettivo è stato raggiunto disponendo i controventi in opportune posizioni ottenendo, quindi, una struttura con i primi due modi di vibrare sostanzialmente traslazionali e con elevate percentuali di masse partecipanti. Il terzo obiettivo è stato ottenuto scegliendo di disporre i controventi con una configurazione a V, ma con intersezione eccentrica sulla trave. Il quarto obiettivo è stato raggiunto disponendo i controventi in modo diffuso lungo i telai perimetrali. Nella Figura 25 (a sinistra) è mostrata la disposizione planimetrica dei controventi utilizzata sia per il piano rialzato che per il piano primo. I controventi dissipativi sono quindi disposti in corrispondenza delle stesse campate per entrambi i piani fuori terra. Sempre in Figura 25 (a destra) è riportata la vista prospettica del telaio 1X.

La metodologia di progetto utilizzata (descritta al § 5.2), in relazione agli obiettivi fissati per l'intervento di adeguamento, ha portato a scegliere dei dissipatori caratterizzati da una forza massima in fase di compressione pari a 480 kN per il piano rialzato e 410 kN per il piano primo. Per entrambi i livelli della costruzione è stato necessario utilizzare dispositivi con capacità di spostamento di ±20 mm (corsa massima 40 mm).

I dispositivi scelti per il piano terra sono identificati dalla sigla BRAD 48/40, mentre i dispositivi scelti per il piano primo sono identificati dalla sigla BRAD 41/40. Le caratteristiche fondamentali dei dispositivi utilizzati sono riportate in Tabella 14.

Tabella 14 - Caratteristiche dispositivi BRAD utilizzati

Sigla dispositivo		BRAD 41/40	BRAD 48/40	
Forza di snervamento	F ₁	300	350	kN
Rigidezza elastica	K _e	250	305	kN/mm
Spostamento massimo	d ₂	±20	±20	mm
Forza massima media	F ₂	360	420	kN
Forza massima in compressione	F _{max}	410	480	kN
Lunghezza del dispositivo	L _{BRAD}	945	1005	mm

I dispositivi sono caratterizzati da un comportamento leggermente non simmetrico per le fasi di compressione e di trazione. In fase di trazione presentano una rigidità secondaria pressoché nulla per cui la forza di snervamento rimane in pratica costante nell'intervallo "spostamento di snervamento – spostamento massimo". In fase di compressione presentano un incrudimento dovuto prevalentemente all'effetto di confinamento del nucleo. Ai fini della modellazione i dispositivi sono stati modellati come bilineari simmetrici, con forza massima a spostamento massimo (F_2) pari alla media della forza massima in fase di compressione e della forza massima in fase di trazione.

5.1 Modellazione dei controventi

I controventi ad instabilità impedita sono stati realizzati disponendo in serie un dissipatore isteretico assiale ad instabilità impedita (dispositivo BRAD) e un'asta metallica con sezione tubolare cava. Il comportamento del dispositivo è stato schematizzato come bilineare e simmetrico, mentre il comportamento del tubolare è stato schematizzato come lineare e simmetrico. Il collegamento fra il dissipatore e l'asta di prolunga è di tipo flangiato ed è stato schematizzato come un vincolo incastro. Il collegamento con la struttura è stato realizzato invece attraverso connessioni a perno disposte alle estremità del controvento, rispettivamente una all'estremità del dissipatore e l'altra all'estremità dell'asta di prolunga (Figura 25).

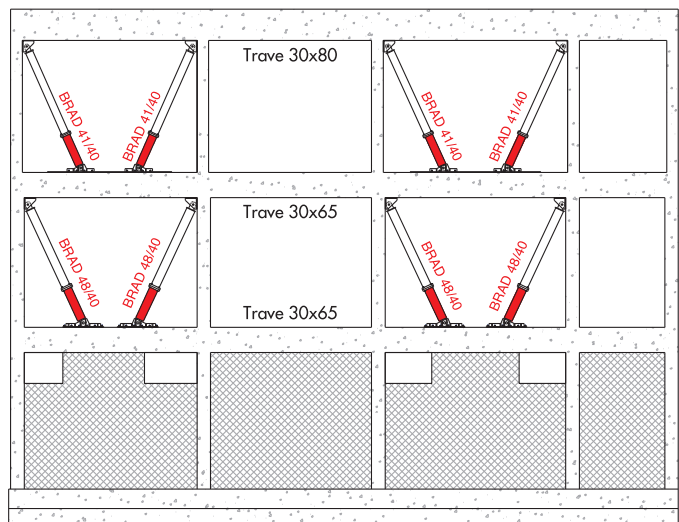
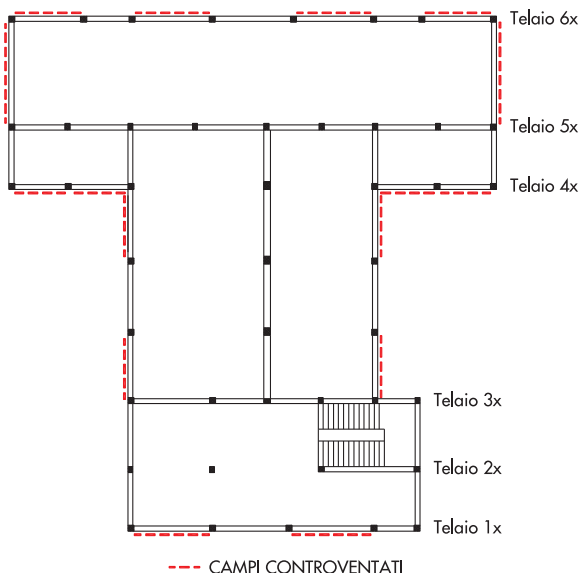
I controventi dissipativi sono stati inseriti all'interno del modello di calcolo come unica asta incernierata all'estremità con comportamento equivalente a quello di un dissipatore messo in serie con l'asta. Il modello utilizzato dal software

è definito "inelastic truss element", ovvero una biella a comportamento non lineare incernierata alle estremità, che lavorano solo per azioni assiali. È stato quindi necessario definire le caratteristiche equivalenti in termini di geometria e di materiale. Per la geometria è stata utilizzata la stessa forma e le stesse dimensioni delle sezioni trasversali delle aste, per il materiale è stato necessario definirne uno a comportamento bilineare con caratteristiche equivalenti a quelle del sistema formato dal dissipatore e dall'asta disposti in serie. Questa operazione serve per distribuire il comportamento plastico del dissipatore lungo tutto il controvento.

I dati noti sono: la forza di snervamento del dissipatore ($F_{1,BRAD}$), la rigidità elastica del dissipatore ($K_{el,BRAD}$), lo spostamento massimo di progetto del dissipatore ($d_{2,BRAD}$), la forza allo spostamento massimo del dissipatore ($F_{2,BRAD}$), la lunghezza del dissipatore (L_{BRAD}), il modulo elastico del materiale costituente l'asta di prolunga (E_{ASTA}), l'area della sezione trasversale dell'asta di prolunga (A_{ASTA}), la lunghezza dell'asta di prolunga (L_{ASTA}) e la resistenza dell'asta di prolunga. Quest'ultimo parametro non è stato considerato nei calcoli poiché la resistenza dell'asta risulta maggiore della forza massima del dissipatore ed è quindi influente sul comportamento del sistema equivalente.

Le caratteristiche meccaniche incognite sono quelle che consentono di descrivere il comportamento del materiale costituente il sistema equivalente, che in questo caso è di tipo elasto-plastico. Le caratteristiche calcolate sono: il modulo elastico equivalente ($E_{el,EQ}$), la tensione di snervamento equivalente ($f_{y,EQ}$), il parametro di incrudimento del materiale equivalente (μ_{EQ}) e

Figura 25
Disposizione planimetrica
dei controventi e prospetto
telaio 1X.



TELAIO 1X

la deformazione ultima del materiale equivalente ($\epsilon_{\max,EQ}$).

La rigidezza elastica del sistema equivalente, formato dal dispositivo BRAD e dall'asta di prolunga messi in serie, è stata calcolata con la seguente formula:

$$K_{el,EQ} = \frac{1}{\frac{1}{K_{el,BRAD}} + \frac{1}{K_{el,ASTA}}} \quad (6)$$

in cui la rigidezza elastica del dissipatore è nota, mentre la rigidezza elastica del controvento è pari a:

$$K_{el,ASTA} = \frac{E_{ASTA} \cdot A_{ASTA}}{L_{ASTA}} \quad (7)$$

Per la modellazione è stato scelto di utilizzare un'asta equivalente con sezione trasversale pari a quella dell'asta di prolunga, per cui la rigidezza elastica dell'asta equivalente è stata calcolata come:

$$K_{el,EQ} = \frac{E_{el,EQ} \cdot A_{ASTA}}{L_{BRAD} + L_{ASTA}} \quad (8)$$

dalla quale è stato ricavato il modulo di elasticità del materiale dell'asta equivalente, ovvero:

$$E_{el,EQ} = \frac{K_{el,EQ} \cdot (L_{BRAD} + L_{ASTA})}{A_{ASTA}} \quad (9)$$

Le tensione di snervamento del materiale costituente l'asta equivalente è data dal rapporto tra la forza di snervamento del dissipatore e l'area della sezione trasversale dell'asta equivalente, ovvero:

$$K_{el,EQ} = \frac{1}{\frac{1}{K_{el,BRAD}} + \frac{1}{K_{el,ASTA}}} \quad (10)$$

Il parametro d'incrudimento del materiale costituente l'asta equivalente è dato dal rapporto tra la rigidezza post-snervamento del sistema equivalente e la rigidezza elastica del sistema equivalente, ovvero:

$$\mu_{EQ} = \frac{K_{pl,EQ}}{K_{el,EQ}} \quad (11)$$

La rigidezza post-snervamento dell'asta equivalente è stata definita in funzione della rigidezza elastica dell'asta di prolunga e della rigidezza post-elastica del dissipatore, attraverso la seguente formula:

$$K_{pl,EQ} = \frac{1}{\frac{1}{K_{pl,BRAD}} + \frac{1}{K_{el,ASTA}}} \quad (12)$$

in cui $K_{pl,BRAD}$ è la rigidezza post-snervamento

del dissipatore, calcolata come di seguito:

$$K_{pl,BRAD} = \frac{F_{2,BRAD} - F_{1,BRAD}}{d_{2,BRAD} - d_{1,BRAD}} \quad \text{con } d_{1,BRAD} = \frac{F_{1,BRAD}}{K_{el,BRAD}} \quad (13)$$

La deformazione ultima del materiale equivalente è data dal rapporto tra l'allungamento massimo del controvento e la sua lunghezza, ovvero:

$$\epsilon_{\max,EQ} = \frac{\Delta L_{\max}}{L_{ASTA} + L_{BRAD}} \quad (14)$$

dove l'allungamento massimo del controvento è dato dalla somma dell'allungamento massimo del dissipatore e dell'allungamento elastico dell'asta di prolunga per effetto della forza massima sviluppata dal dissipatore, ovvero:

$$\Delta L_{\max} = d_{2,BRAD} + \Delta L_{ASTA} = d_{2,BRAD} + \frac{F_{2,BRAD}}{K_{el,ASTA}} \quad (15)$$

I valori delle diverse grandezze che caratterizzano il sistema equivalente, variano da controvento a controvento in funzione delle caratteristiche del dissipatore e di quelle dell'asta di prolunga.

In questa applicazione è stato scelto di utilizzare ad ogni piano della struttura un'unica tipologia di dissipatore e un'unica tipologia di sezione trasversale dell'asta di prolunga. Tuttavia i controventi di uno stesso piano hanno lunghezza diversa, per cui le caratteristiche del sistema equivalente variano controvento e controvento. In Tabella 15 (pagina successiva) si riporta un esempio di calcolo per uno dei controventi del piano rialzato.

5.2 Metodologia di progetto

Di seguito viene illustrata la metodologia di progettazione utilizzata per il dimensionamento dei controventi dissipati con riferimento ad un sistema ad un grado di libertà. Essa può essere facilmente estesa ai sistemi a più gradi di libertà. È un metodo di progettazione basato sul controllo degli spostamenti (Displacement Based Design) e può essere utilizzato per effettuare un predimensionamento abbastanza accurato del sistema di controventi dissipativi da inserire nelle strutture intelaiate. Di seguito sono riportati i punti salienti della metodologia iterativa utilizzata. Nella maggior parte dei casi il dimensionamento può essere effettuato applicando una sola iterazione.

1) Definizione dello spostamento obiettivo

Lo spostamento obiettivo (d_{ob}) viene solitamente fissato quale percentuale dell'altezza

Tabella 15 - Caratteristiche di un'asta equivalente per un controvento del piano rialzato

Diametro esterno asta di prolunga = diametro esterno asta equivalente	$D_{est,ASTA}$	140	mm
Diametro interno asta di prolunga = diametro interno asta equivalente	$D_{int,ASTA}$	120	mm
Spessore asta di prolunga = spessore asta equivalente	t_{ASTA}	10.0	mm
Lunghezza totale controvento (dissipatore + asta di prolunga)	L_{TOT}	4280	mm
Lunghezza del dissipatore	L_{BRAD}	1.005	mm
Rigidezza elastica del dissipatore	$K_{el,BRAD}$	305000	N/mm
Forza di snervamento del dissipatore	$F_{1,BRAD}$	350000	N
Spostamento di snervamento del dissipatore	$d_{1,BRAD}$	1.15	mm
Modulo di elasticità acciaio asta di prolunga	E_{ASTA}	210000	MPa
Area della sezione trasversale dell'asta di prolunga	A_{ASTA}	4084	mm ²
Lunghezza dell'asta di prolunga	L_{ASTA}	3275	Mm
Rigidezza assiale elastica dell'asta di prolunga	$K_{el,ASTA}$	261879	N/mm
Rigidezza asta equivalente in fase elastica	$K_{el,EQ}$	140900	N/mm
Allungamento dell'asta di prolunga alla forza di snervamento del dissipatore	$\Delta_{el,ASTA}(F_{y,BRAD})$	1.34	Mm
Allungamento dell'asta equivalente alla forza di snervamento del dissipatore	$\Delta_{y,EQ}$	2.48	Mm
Forza resistente dal dissipatore allo spostamento max	$F_{2,BRAD}$	420000	N
Spostamento massimo del dissipatore	$d_{2,BRAD}$	20	Mm
Rigidezza tangente post-snervamento del dissipatore	$K_{pl,BRAD}$	3713	N/mm
Rigidezza post-snervamento dell'asta equivalente	$K_{pl,EQ}$	3661	N/mm
Allungamento dell'asta equivalente alla forza massima	$\Delta_{el,ASTA}(F_{max,BRAD})$	1.60	Mm
Allungamento massimo dell'asta equivalente	$\Delta_{max,EQ}$	21.60	Mm
Modulo elastico del materiale equivalente in fase elastica	$E_{el,EQ}$	147659	MPa
Tensione di snervamento del materiale equivalente	$f_{y,EQ}$	86	MPa
Parametro di incrudimento dell'asta equivalente	μ_{EQ}	0.0260	
Deformazione ultima del materiale equivalente	$\epsilon_{max,EQ}$	0.0050	

di interpiano. Il valore della percentuale dipende dal grado di protezione sismica che si vuole fornire alla struttura. Quanto più la percentuale è bassa, tanto meno la struttura intelaiata va in campo plastico. Valori usualmente utilizzati per le strutture intelaiate in c.a. sono lo 0.3÷0.5% dell'altezza totale della costruzione, ma nulla vieta di utilizzare valori maggiori. I valori proposti consentono di limitare fortemente lo sviluppo delle cerniere plastiche alle estremità degli elementi strutturali travi-colonne e quindi di prevenire il danno esteso nelle strutture in c.a.

2) Definizione dello smorzamento viscoso equivalente

Lo smorzamento viscoso equivalente della struttura comprendente i controventi dissipativi può essere definito una volta nota la risposta strutturale per effetto di azioni cicliche orizzontali. Valori tipici dello smorzamento viscoso equivalente che si riesce ad ottenere, per strutture con spostamenti laterali dello 0.3÷0.5% dell'altezza totale della costruzione, variano nell'intervallo 15÷25%. Nella prima fase di dimensionamento può essere assunto uno smorzamento del 20%, poi nelle fasi successive sarà necessario calcolare lo smorzamento effettivo.

3) Calcolo del periodo di vibrazione e della rigidezza

Il periodo di vibrazione obiettivo (T_{ob}) può essere valutato attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta in spostamento, smorzato del coefficiente definito al punto precedente. Si entra con il valore dello spostamento obiettivo nello spettro di risposta in spostamento smorzato e si legge il corrispondente valore del periodo di vibrazione (Figura 26).

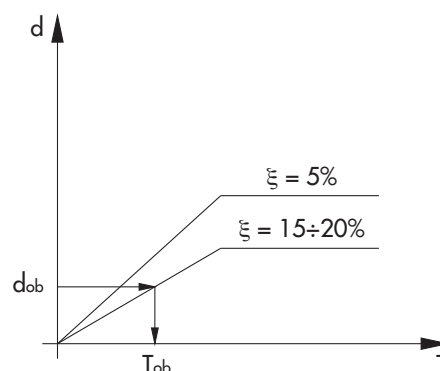


Figura 26 - Calcolo del periodo obiettivo attraverso lo spettro di risposta in spostamento.

Di qui è possibile calcolare la rigidezza obiettivo (K_{ob}) che dovrà possedere il sistema

formato dalla struttura intelaiata e dal sistema di controventi dissipativi, ovvero:

$$K_{ob} = \frac{2 \cdot \pi \cdot m}{T_{ob}^2} \quad (16)$$

in cui "m" rappresenta la massa sismica della struttura. È da notare che questo metodo è basato sul calcolo della rigidità secante e quindi non tiene conto della possibile differenza di richiesta di spostamento, in funzione del periodo di vibrazione, fra un sistema elastico e un sistema anelastico.

4) *Calcolo del taglio alla base*

Il taglio totale (V_{ob}) agente alla base della struttura con controventi dissipativi sarà pari a:

$$V_{ob} = K_{ob} \cdot d_{ob} \quad (17)$$

di cui parte sarà assorbito dalla struttura intelaiata (V_T) e parte sarà assorbito dal sistema di controventi dissipativi (V_D). Il taglio assorbito dalla struttura intelaiata può essere letto direttamente dalla curva pushover, mentre il taglio assorbito dal sistema dissipativo può essere calcolato per differenza (Figura 27).

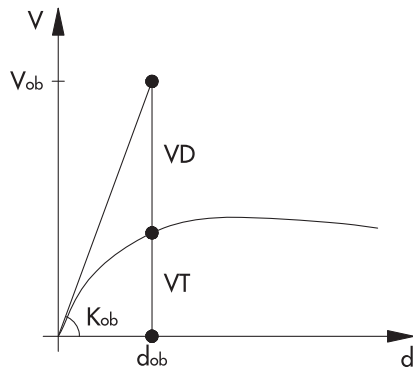


Figura 27 - Ripartizione del taglio alla base fra struttura in c.a. e sistema dissipativo.

5) *Scelta dello spostamento massimo dei dissipatori*

Lo spostamento massimo dei dissipatori può essere scelto una volta definita la configurazione del sistema dissipativo, ovvero l'angolo di inclinazione delle diagonali. La disposizione dei controventi va ipotizzata quindi in fase preventiva in funzione delle possibilità che si hanno di inserire i controventi all'interno della struttura.

Supponendo che i controventi dissipativi, ciascuno formato da un dissipatore messo in serie con un'asta di prolunga, siano inseriti all'interno di una struttura pendolare con

aste infinitamente rigide e che tutte le diagonali abbiano lo stesso angolo di inclinazione (α) rispetto all'orizzontale, l'allungamento del controvento (ΔL) può essere calcolato una volta noto lo spostamento laterale del sistema, in tal caso corrispondente allo spostamento obiettivo, ovvero:

$$\Delta L = d_{ob} \cdot \cos \alpha \quad (18)$$

L'allungamento del controvento è dato dalla somma dell'allungamento del dissipatore e dell'allungamento dell'asta, ovvero:

$$\Delta L = \Delta L_{ASTA} + \Delta L_{BRAD} \quad (19)$$

In questa fase non è possibile definire la percentuale esatta di allungamento del dissipatore e di allungamento dell'asta, ma in generale si riscontra che la quasi totalità dell'allungamento si concentra nel dissipatore. L'allungamento che al limite può subire l'asta è pari al rapporto tra la forza massima del dissipatore e la rigidità assiale dell'asta. In questa fase assumiamo quindi:

$$\Delta L \cong \Delta L_{BRAD} \quad (20)$$

I dissipatori isteretici assiali ad instabilità impedita possono consentire spostamenti compresi tra ± 10 mm e ± 25 mm. Le categorie più frequentemente utilizzate per strutture da edificio sono quelle con spostamento massimo di ± 15 mm e ± 20 mm.

6) *Scelta della forza massima dei dissipatori*

Noto l'angolo di inclinazione del controvento è possibile calcolare facilmente la forza massima che deve portare ciascun dissipatore. Nel caso di utilizzo di un numero "n" di dissipatori caratterizzati dalla stessa forza massima e controventi con lo stesso angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale, si ha:

$$F_{max} = \frac{V_D}{n \cdot \cos \alpha} \quad (21)$$

7) *Proporzionamento delle aste di controvento*

I controventi saranno quindi formati da un dissipatore isteretico assiale ad instabilità impedita messo in serie con un'asta di prolunga. Il dissipatore sviluppa la forza massima quando raggiunge lo spostamento massimo e per effetto di tale forza l'asta di prolunga deve avere la caratteristica di

rimanere in fase elastica, mentre tutta l'asta di controvento deve risultare stabile per effetto del carico applicato assialmente. Solitamente l'asta di prolunga viene proporzionata per avere la stessa inerzia flessionale del dissipatore. A questo punto è possibile valutare l'allungamento dell'asta, quando il dissipatore sviluppa la forza massima, e confrontarlo con la capacità di spostamento massimo del dissipatore. È da notare che la massima capacità dissipativa del controvento si ha nel caso in cui l'asta di prolunga è infinitamente rigida assialmente.

La rigidezza assiale del controvento può variare in funzione della fase in cui si trova il dissipatore, ovvero fase elastica o fase plastica. In entrambe le fasi è possibile valutare la rigidezza complessiva del controvento considerando la rigidezza elastica dell'asta e la rigidezza elastica o plastica del dissipatore.

8) *Calcolo della capacità dissipativa della struttura*

In questa fase viene derivata la curva di capacità (detta anche "pushover") della struttura comprensiva di dissipatori, dalla quale risulterà un tagliante alla base pari circa alla forza di taglio obiettivo, quando lo spostamento laterale sarà pari a allo spostamento obiettivo. Per verificare la capacità dissipativa della struttura, la curva pushover dell'intera struttura può essere trasformata in una curva bilineare utilizzando il criterio di equivalenza delle energie. Dal tracciamento della curva bilineare dipende direttamente il valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente. Da valutazioni effettuate risulta opportuno tracciare il primo ramo della bilineare considerando la secante alla curva pushover passante per l'origine e per un valore del taglio alla base pari al 15÷30% del taglio alla base corrispondente allo spostamento obiettivo.

Di seguito è riportata la formula utilizzata per il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente, ovvero:

$$\xi = \frac{E_p}{4 \cdot \pi \cdot E_s} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{V_1}{V_2} - \frac{d_1}{d_2} \right) \quad (22)$$

in cui E_p rappresenta l'energia dissipata dal sistema non lineare con cicli ad ampiezza pari allo spostamento obiettivo, E_s l'energia di deformazione elastica del sistema lineare con rigidezza secante valutata allo spostamento obiettivo, d_1 è lo spostamento corrispondente al passaggio dal primo al secondo ramo della bilineare, d_2 è lo spostamento obiettivo scelto, V_1 è il valore del taglio alla base corrispondente al passaggio

dal primo al secondo ramo della bilineare e V_2 è il valore del taglio alla base corrispondente allo spostamento obiettivo. Ulteriori formulazioni per la valutazione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente delle strutture con controventi ad instabilità impedita sono riportate in: Kim J., Seo Y. (2004) e Kim J., Choi H. (2004).

In Figura 28 è riportato un confronto qualitativo fra le curve pushover della struttura originaria e della struttura dopo l'inserimento dei controventi, la curva bilineare che approssima la curva pushover della struttura controventata con l'indicazione delle aree A_1 e A_2 in eccesso e in difetto rispetto alla curva pushover.

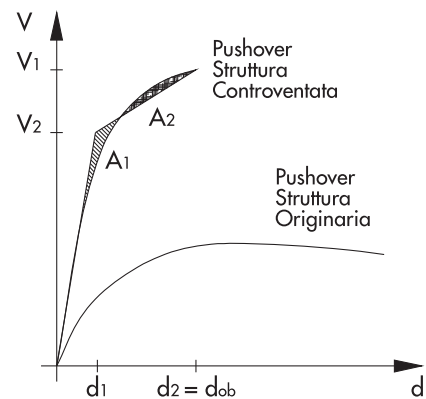


Figura 28 - Confronto tra le curve pushover della struttura originaria e della struttura controventata.

Dal confronto dello smorzamento viscoso equivalente così calcolato con quello ipotizzato in fase iniziale si può stabilire se ritenere conclusa la procedure di dimensionamento. Nel caso ci sia grande differenza tra il valore ipotizzato e quello calcolato bisogna ripetere le operazioni qui descritte a partire dal punto 3.

Nel caso di sistemi a più gradi di libertà la sequenza di operazioni descritte può essere applicata con lo stesso ordine. Gli aspetti di cui bisogna tenere in conto sono:

A) La conversione del sistema a più gradi di libertà nel sistema ad un grado di libertà. Essa avviene attraverso l'utilizzo del "fattore di partecipazione modale" definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T \cdot M \cdot \tau}{\varphi^T \cdot M \cdot \varphi} \quad (23)$$

in cui τ è il vettore di trascinato corrispondente alla direzione del sisma considerata; φ è il vettore corrispondente al modo di vibrazione fondamentale del sistema reale per la direzione considerata, normalizzato ponendo lo spostamento del punto di controllo pari ad 1; M è la matrice delle masse del sistema reale.

Il fattore di partecipazione modale dovrà

quindi essere utilizzato per la trasformazione delle curva pushover del sistema M-DOF nella curva pushover del sistema 1-DOF dividendo ascisse e ordinate per il fattore Γ .

B) Lo spostamento obiettivo da fissare è quello della struttura a più gradi di libertà, ovvero d_{ob}^{M-DOF} comprensiva del sistema dissipativo, mentre lo spostamento obiettivo del sistema ad un grado di libertà sarà pari a:

$$d_{ob}^{1-DOF} = \frac{d_{ob}^{M-DOF}}{\Gamma} \quad (24)$$

da qui sarà possibile calcolare le seguenti informazioni per il sistema 1-GDL, ovvero: il periodo di vibrazione obiettivo (T_{ob}^{1-GDL}), la rigidezza obiettivo (K_{ob}^{1-GDL}) e il taglio obiettivo (V_{ob}^{1-GDL}). Il taglio alla base obiettivo dovrà quindi essere convertito in quello del corrispondente sistema M-GDL prima di determinare i tagli alla base assorbiti dai dissipatori (V_D^{M-GDL}). In questa operazione il fattore Γ da considerare è quello della struttura comprensiva di controventi dissipativi, il quale può essere calcolato ipotizzando che il modo di vibrazione sia lineare con l'altezza della costruzione.

C) Il calcolo delle forze di piano e la ripartizione di esse fra la struttura originaria e il sistema dissipativo. Ipotizzando che il primo modo di vibrare sia perfettamente lineare, le forze di piano (F_i) possono essere calcolate attraverso l'utilizzo della seguente relazione:

$$F_i = V_{ob}^{M-DOF} \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \quad (25)$$

in cui m_i e m_j sono le masse sismiche al piano i -esimo e j -esimo, mentre z_i e z_j sono le quote degli impalcati rispetto alla quota di incastro alla base. Il vettore delle forze di piano $\{F\}$ dovrà quindi essere suddiviso nella parte assorbita dalla struttura originaria e nella parte assorbita dai controventi dissipativi, ovvero:

$$\{F\} = \{F_T\} + \{F_D\} \quad (26)$$

Le forze di piano da fare assorbire alla strut-

tura originaria possono essere facilmente ricavate dall'analisi pushover leggendo la sommatoria dei tagli nelle colonne quando il punto di controllo raggiunge lo spostamento obiettivo. L'unica incongruenza in questa operazione sta nel fatto che la deformata della struttura a seguito dell'inserimento dei controventi dissipativi può essere abbastanza diversa dalla deformata della struttura originaria. Questo può avvenire specie nei casi in cui la struttura originaria presenta dei modi di vibrare molto irregolari. Tuttavia l'errore che si commette non pregiudica il calcolo. In alternativa si può eseguire in questa fase un'analisi pushover imponendo alla sola struttura originaria un vettore spostamento lineare con l'altezza della costruzione in luogo di un vettore di forze.

Attraverso la sommatoria delle forze di piano è possibile calcolare il tagliante da affidare al sistema dissipativo ad ogni piano e quindi calcolare i controventi dissipativi di ogni piano.

5.3 Analisi

Per la determinazione delle caratteristiche elastiche della struttura controventata è stata effettuata un'analisi modale, dalla quale sono risultati i valori riportati in Tabella 16 dei periodi di vibrazione e delle masse partecipanti nelle due direzioni principali della struttura, corrispondenti ai primi tre modi di vibrare.

L'analisi delle informazioni modali mostra che i primi due modi di vibrare sono di pura traslazione in quanto presentano massa partecipante solo in una delle due direzioni principali ed in valore superiore all'85%. Il terzo modo di vibrare presenta invece una percentuale di massa partecipante in direzione X inferiore al 4%. Il confronto fra le informazioni modali della struttura controventata e le corrispondenti della struttura originaria mostra che, a seguito dell'inserimento dei controventi all'interno dell'organismo strutturale, il comportamento dinamico in fase elastica risulta regolarizzato.

Per la verifica della struttura sono state effettuate analisi statiche non lineari e analisi dinamiche non lineari. Per le analisi statiche non lineari sono riportati i risultati ottenuti utilizzando spettri di risposta con coefficiente di smorzamento

Tabella 16 - Periodi di vibrazione e masse partecipanti della struttura con controventi

Modo di vibrazione	Periodo di vibrazione (s)	Massa partecipante direzione X (%)	Massa partecipante direzione Y (%)
1°	0.397	0.01	89.54
2°	0.329	85.50	0.01
3°	0.272	3.74	0.03

viscoso equivalente pari al 5%. In questa fase è stato quindi considerato solo l'effetto irrigidente dei controventi, mentre l'incremento di capacità dissipativa della struttura a livello globale dovuta all'attivazione dei dissipatori è stata trascurata. Per ciascuna analisi statica non lineare è stata valutata la domanda di spostamento del punto di controllo e quindi la risposta sismica della struttura per ogni stato limite.

In Figura 29 e in Figura 30 sono riportate le curve pushover ricavate applicando alla struttura controventata le diverse distribuzioni di azioni orizzontali in entrambe le direzioni principali X ed Y e in entrambi i versi dell'azione sismica. Su ciascuna curva sono riportati i valori della domanda in spostamento del punto di controllo corrispondente ai vari stati limite.

In Tabella 17 sono riportati i risultati delle analisi statiche non lineari in termini di rapporto fra spostamento del punto di controllo e altezza del punto di controllo rispetto alla quota di incastro dei pilastri e in termini di rapporto fra lo spostamento d'interpiano dei baricentri delle masse dei vari livelli e le altezze d'interpiano. I risultati fanno riferimento alle analisi effettuate ai vari stati limite, per le due direzioni principali della

struttura, per entrambi i versi dell'azione sismica e per entrambe le distribuzioni di forze orizzontali applicate.

Dal confronto dei risultati riportati in Tabella 17 ottenuti per la struttura controventata e di quelli riportati in Tabella 11 ottenuti per la struttura originaria risulta che sia gli spostamenti globali che gli spostamenti d'interpiano risultano fortemente ridotti per entrambe le direzioni principali della struttura.

Nelle Figure 31, 32, 33 e 34 sono riportati i valori più sfavorevoli, fra quelli calcolati per le diverse analisi statiche non lineari allo SLC, dei rapporti fra la rotazione ultima e la rotazione richiesta agli elementi strutturali colonna del piano terra e del primo piano. I risultati riportati nelle figure mostrano che la richiesta di rotazione alle sezioni di estremità dei pilastri risulta sempre inferiore alla capacità. Ciò è dovuto essenzialmente ad una sensibile riduzione degli spostamenti d'interpiano della struttura a seguito dell'inserimento dei controventi.

Nelle Figure 35, 36, 37 e 38 sono riportati i valori più sfavorevoli, fra quelli calcolati per le diverse analisi statiche non lineari allo SLC, dei rapporti fra il taglio resistente e il taglio sollec-

Figura 29
Curve pushover della struttura con controventi nella direzione principale X.

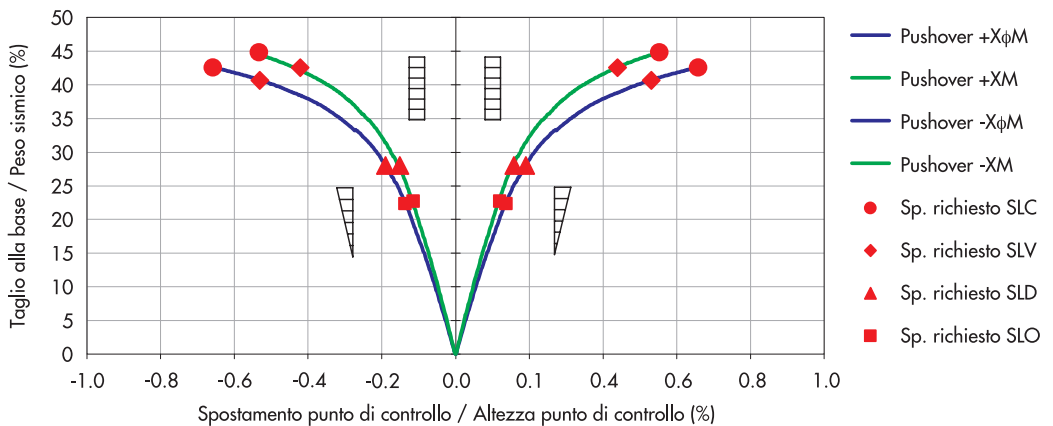


Figura 30
Curve pushover della struttura con controventi nella direzione principale Y.

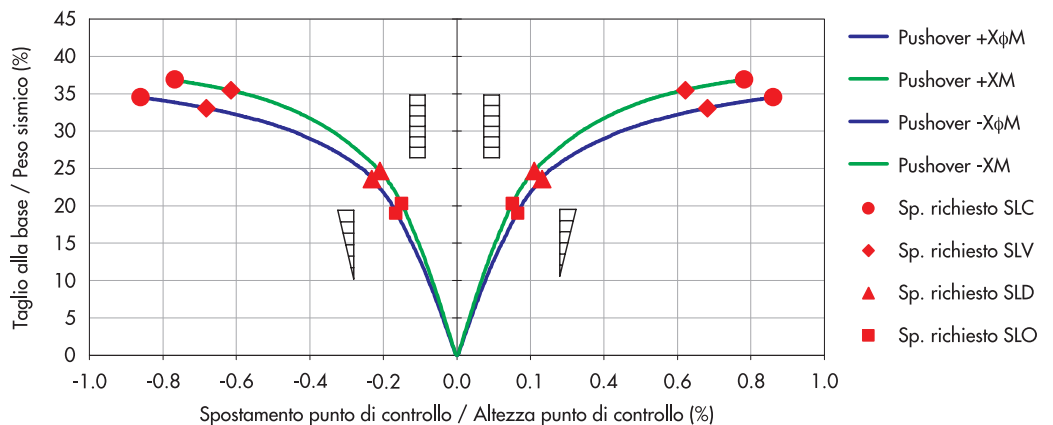


Tabella 17 - Spostamenti laterali globali e di piano ai vari Stati Limite per struttura controventata

Distribuzione di forze applicate				+XΦM	+XM	-XΦM	-XM	+YΦM	+YM	-YΦM	-YM
SLC	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H	(%)	0.658	0.554	-0.658	-0.533	0.861	0.782	-0.861	-0.767
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1	(%)	0.649	0.757	-0.649	-0.724	0.882	1.105	-0.882	-1.081
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2	(%)	0.664	0.346	-0.664	-0.338	0.839	0.457	-0.839	-0.451
SLV	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H	(%)	0.531	0.439	-0.531	-0.421	0.681	0.621	-0.681	-0.615
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1	(%)	0.527	0.580	-0.527	-0.553	0.704	0.853	-0.704	-0.845
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2	(%)	0.530	0.297	-0.530	-0.288	0.654	0.387	-0.654	-0.384
SLD	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H	(%)	0.191	0.158	-0.191	-0.151	0.232	0.211	-0.232	-0.209
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1	(%)	0.179	0.174	-0.179	-0.165	0.226	0.239	-0.226	-0.235
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2	(%)	0.201	0.139	-0.201	-0.132	0.235	0.181	-0.235	-0.180
SLO	Spost. laterale/Altezza totale	Δ/H	(%)	0.137	0.120	-0.137	-0.115	0.166	0.152	-0.166	-0.150
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L1)	d_{r1}/h_1	(%)	0.127	0.129	-0.127	-0.123	0.155	0.165	-0.155	-0.162
	Spost. interpiano/Altezza interpiano (L2)	d_{r2}/h_2	(%)	0.145	0.107	-0.145	-0.102	0.173	0.138	-0.173	-0.135

tante degli elementi strutturali colonna del primo e del secondo livello. Essi mostrano che, sebbene ci siano degli elementi per i quali la verifica di resistenza a taglio non è soddisfatta, la situazione generale risulta molto migliorata a seguito dell'inserimento dei controventi nella struttura. Sebbene le verifiche di resistenza a taglio non risultino soddisfatte per tutte le sezioni di estremità dei pilastri, è stato riscontrato un buon incremento dei coefficienti di sicurezza rispetto a quanto ottenuto per la struttura originaria. Tale aspetto ha reso necessari degli interventi di rinforzo a taglio dei pilastri che del resto erano stati progettati per far fronte ai soli carichi verticali. Anche per i nodi non confinati è stato necessario intervenire con degli interventi di rinforzo, mentre per le travi si è intervenuti con degli interventi

di rinforzo prevalentemente al primo livello nei campi in cui sono stati inseriti i controventi. In Tabella 18 sono riportati i risultati delle analisi dinamiche non lineari in termini di spostamenti laterali valutati per i baricentri delle masse dei diversi piani, nelle due direzioni principali e per i diversi stati limite considerati. Anche i risultati delle analisi dinamiche non lineari evidenziano degli spostamenti di interpiano uniformi per entrambi i livelli e per entrambe le direzioni principali della struttura. Risulta inoltre che i valori medi degli spostamenti di interpiano sono sufficientemente bassi rispetto ai valori più sfavorevoli ottenuti dalle analisi statiche non lineari (vedi Tabella 11). In Tabella 19 sono riportati, per i diversi stati limite e per entrambe le direzioni principali

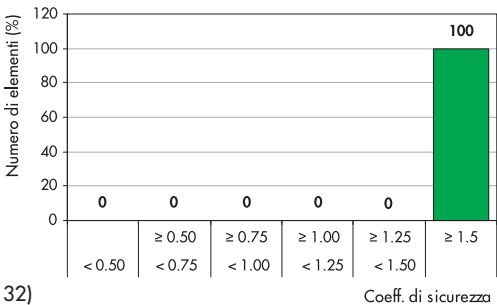
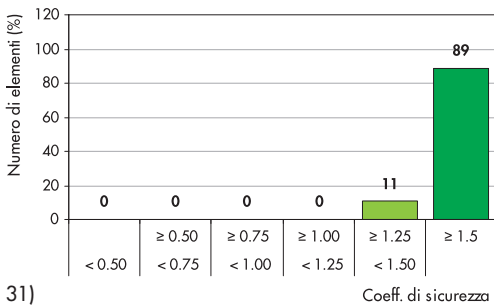


Figura 31 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale X per le colonne del primo livello della struttura con controventi.

Figura 32 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale X per le colonne del secondo livello della struttura con controventi.

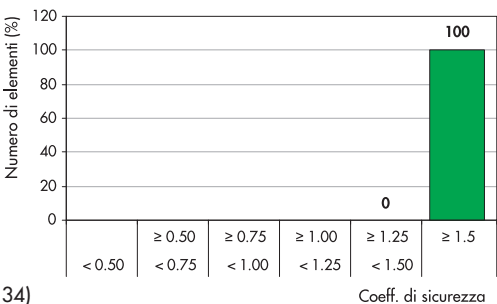
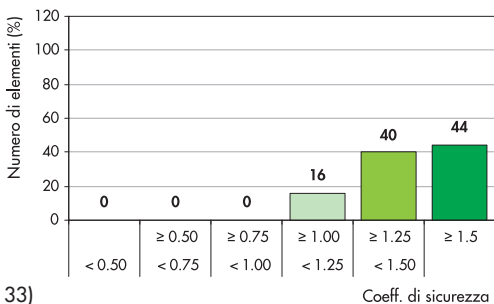


Figura 33 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale Y per le colonne del primo livello della struttura con controventi.

Figura 34 Rapporto fra rotazione ultima e rotazione richiesta nella direzione principale Y per le colonne del secondo livello della struttura con controventi.

Figura 35
Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale X per le colonne del primo livello della struttura con controventi.

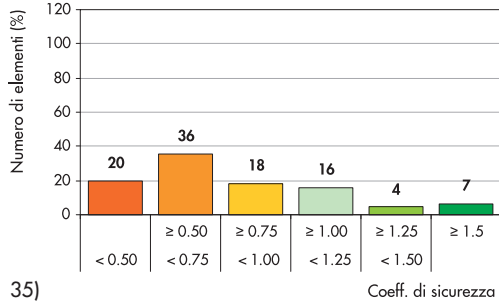


Figura 36
Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale X per le colonne del secondo livello della struttura con controventi.

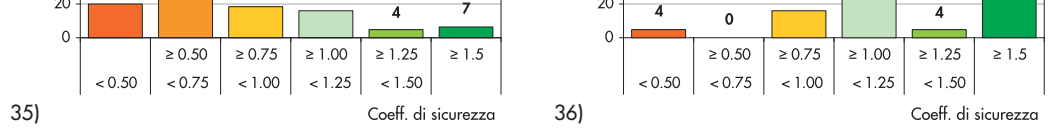


Figura 37
Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale Y per le colonne del primo livello della struttura con controventi.

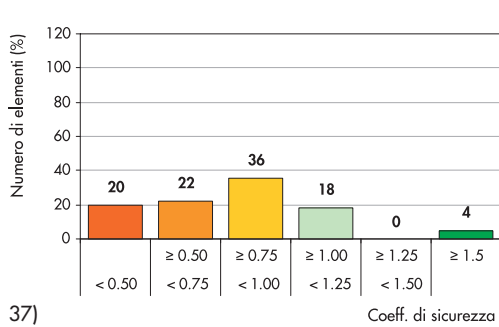


Figura 38
Rapporto fra taglio resistente e taglio sollecitante nella direzione principale Y per le colonne del secondo livello della struttura con controventi.

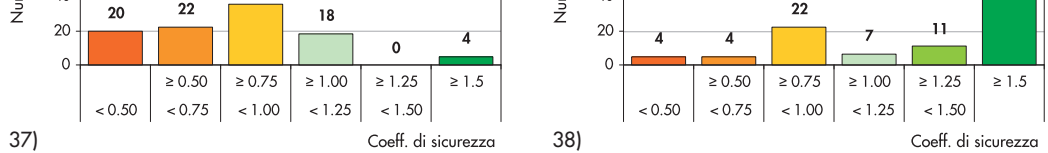


Tabella 18 - Spostamenti laterali di piano dei baricentri delle masse ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari per la struttura con controventi

			d_{r1}/h	d_{r2}/h	d_{r3}/h	d_{r4}/h	d_{r5}/h	d_{r6}/h	d_{r7}/h	μ	δ	COV
SLC	Direzione X	Livello 1	0.558	0.288	0.154	0.527	0.288	0.234	0.413	0.352	0.140	0.399
		Livello 2	0.504	0.451	0.423	0.451	0.448	0.464	0.479	0.460	0.024	0.052
	Direzione Y	Livello 1	0.669	0.382	0.430	0.288	0.411	0.575	0.522	0.468	0.119	0.254
		Livello 2	0.445	0.417	0.461	0.442	0.456	0.434	0.449	0.443	0.014	0.031
SLV	Direzione X	Livello 1	0.436	0.205	0.147	0.434	0.215	0.233	0.287	0.280	0.106	0.377
		Livello 2	0.271	0.253	0.267	0.308	0.281	0.291	0.235	0.272	0.022	0.082
	Direzione Y	Livello 1	0.553	0.328	0.355	0.194	0.314	0.465	0.471	0.383	0.112	0.292
		Livello 2	0.378	0.360	0.342	0.316	0.365	0.310	0.433	0.358	0.038	0.108
SLD	Direzione X	Livello 1	0.094	0.095	0.082	0.148	0.173	0.127	0.100	0.117	0.031	0.265
		Livello 2	0.098	0.108	0.090	0.143	0.188	0.142	0.109	0.125	0.032	0.254
	Direzione Y	Livello 1	0.156	0.115	0.124	0.118	0.132	0.149	0.164	0.137	0.018	0.132
		Livello 2	0.159	0.111	0.110	0.130	0.135	0.148	0.164	0.137	0.020	0.146
SLO	Direzione X	Livello 1	0.072	0.080	0.067	0.111	0.141	0.105	0.081	0.094	0.025	0.262
		Livello 2	0.078	0.090	0.073	0.108	0.151	0.117	0.086	0.100	0.025	0.253
	Direzione Y	Livello 1	0.117	0.088	0.093	0.091	0.101	0.121	0.125	0.105	0.014	0.135
		Livello 2	0.119	0.087	0.083	0.099	0.104	0.121	0.124	0.105	0.016	0.148

della struttura, i valori dei tagli alla base riportati al peso sismico della struttura, ottenuti come media dei valori risultanti dalle sette analisi dinamiche non lineari effettuate. I valori medi riportati nella stessa tabella risultano di qualche punto percentuale più bassi rispetto ai valori ottenuti dalle analisi statiche non lineari (vedi Figura 11 e Figura 30). Il coefficiente di variazione risulta abbastanza basso per tutti gli stati limite, anche quando il sistema dissipativo si attiva, ovvero allo SLV e allo SLC.

In Tabella 20 sono riportati, distinguendo per livello e per direzione principale della struttura,

i valori massimi della domanda di spostamento e della domanda di duttilità dei dispositivi BRAD risultanti dalle analisi condotte allo SLC applicando alla base della struttura i 7 gruppi di accelerogrammi scelti.

In Figura 39 sono riportate, sotto forma di andamento del taglio alla base in funzione dello spostamento del punto di controllo, le curve isteretiche globali della struttura per le due direzioni principali X ed Y ricavate da un'analisi time-history allo SLC. Le curve isteretiche globali sono state quindi divise nelle curve isteretiche della struttura in c.a. e nelle curve isteretiche del

Tabella 19 - Rapporti fra i tagli alla base e il peso sismico totale ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari per la struttura con controventi

		V ₁ /W	V ₂ /W	V ₃ /W	V ₄ /W	V ₅ /W	V ₆ /W	V ₇ /W	μ	δ	COV
SLC	Direzione X	0.411	0.378	0.371	0.424	0.388	0.399	0.371	0.392	0.019	0.049
	Direzione Y	0.347	0.351	0.310	0.266	0.322	0.345	0.387	0.333	0.035	0.106
SLV	Direzione X	0.385	0.354	0.349	0.405	0.373	0.381	0.335	0.369	0.022	0.060
	Direzione Y	0.332	0.325	0.297	0.267	0.309	0.327	0.369	0.318	0.029	0.093
SLD	Direzione X	0.245	0.255	0.217	0.354	0.380	0.313	0.252	0.288	0.057	0.197
	Direzione Y	0.270	0.212	0.215	0.228	0.238	0.253	0.273	0.241	0.023	0.096
SLO	Direzione X	0.190	0.195	0.167	0.274	0.294	0.241	0.197	0.223	0.044	0.199
	Direzione Y	0.207	0.164	0.167	0.175	0.186	0.196	0.210	0.187	0.017	0.093

Tabella 20 - Domanda di spostamento e duttilità per dispositivi BRAD allo SLC

		Domanda di spostamento				Domanda di duttilità				
		Direzione X		Direzione Y		Direzione X		Direzione Y		
		Livello 1	Livello 2	Livello 1	Livello 2	Livello 1	Livello 2	Livello 1	Livello 2	
Δ _{max1}	(mm)	14.1	8.2	17.4	9.7	μ _{max1}	12.2	6.8	15.1	8.1
Δ _{max2}	(mm)	10.0	8.2	18.6	11.7	μ _{max2}	8.7	6.8	16.2	9.7
Δ _{max3}	(mm)	7.9	8.1	9.1	9.6	μ _{max3}	6.9	6.7	7.9	8.0
Δ _{max4}	(mm)	12.4	8.7	8.9	8.5	μ _{max4}	10.8	7.3	7.7	7.1
Δ _{max5}	(mm)	10.0	8.2	10.8	8.6	μ _{max5}	8.7	6.9	9.4	7.1
Δ _{max6}	(mm)	11.1	8.8	11.6	9.1	μ _{max6}	9.7	7.3	10.1	7.6
Δ _{max7}	(mm)	10.0	7.1	21.6	11.1	μ _{max7}	8.7	5.9	18.8	9.2
μ	(mm)	10.8	8.2	14.0	9.7	μ	9.4	6.8	12.2	8.1
δ		1.8	0.5	4.7	1.1	δ	1.6	0.4	4.1	0.9
COV		0.17	0.06	0.34	0.12	COV	0.17	0.06	0.34	0.12

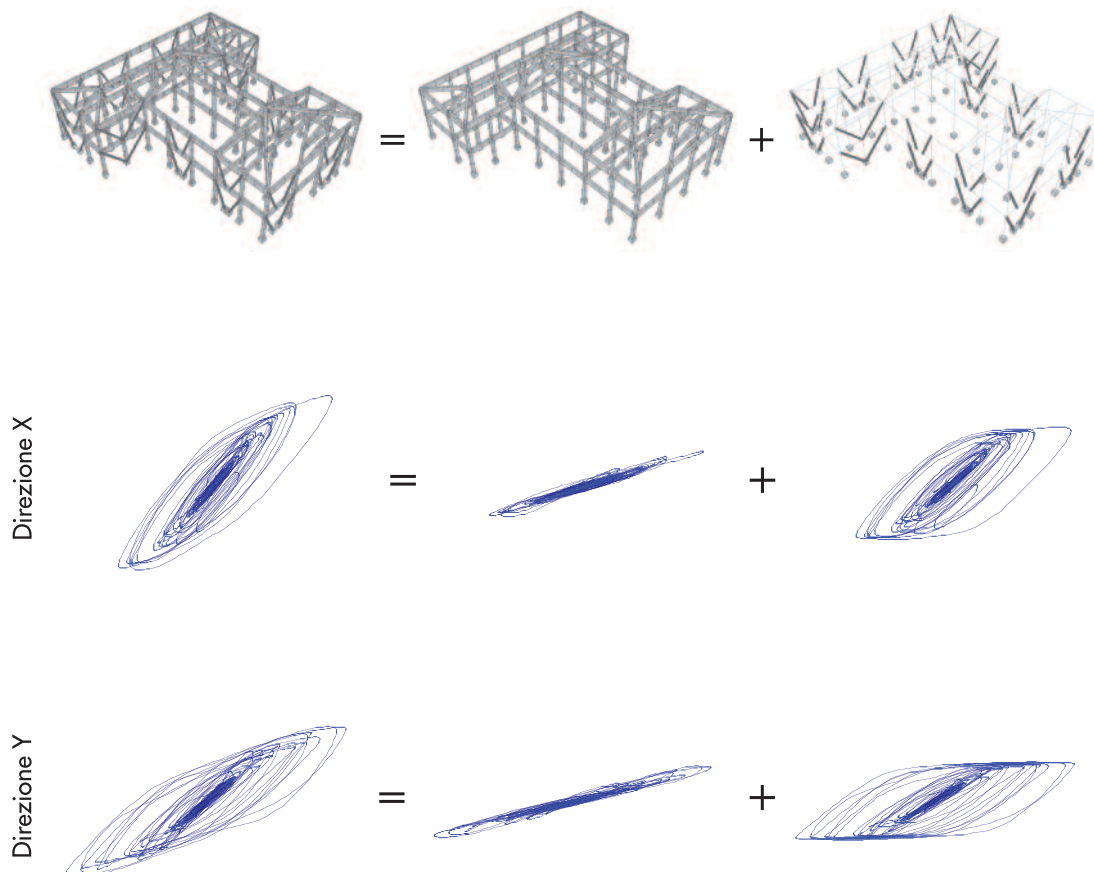


Figura 39
Curve isteretiche globali della struttura, curve isteretiche della struttura in c.a. e curve isteretiche del sistema dissipativo.

sistema dissipativo. Tale andamento mostra qualitativamente che il comportamento strutturale globale può essere visto come somma di un comportamento essenzialmente elastico della struttura in c.a. e di un comportamento fortemente non lineare del sistema di controventi ad instabilità impedita. La struttura in c.a. resta essenzialmente in campo elastico, mentre la dissipazione di energia e quindi il danno strutturale è concentrato prevalentemente nei dissipatori BRAD.

L'andamento lineare del taglio alla base della struttura in c.a. in funzione dello spostamento laterale mette in evidenza la mancanza di attivazione delle cerniere plastiche negli elementi di calcestruzzo. La limitazione degli spostamenti laterali risulta quindi una buona strategia per proteggere gli elementi strutturali travi e pilastri dalla plasticizzazione indotta dagli effetti flessionali e per ridurre in generale la risposta sismica della struttura originaria.

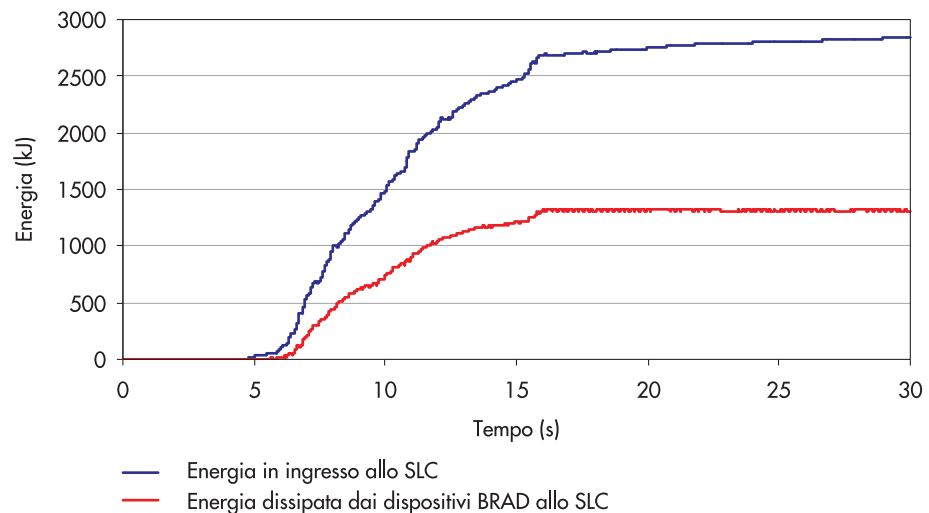
Per effettuare una stima accurata del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente a livello globale sono stati estratti per entrambe le direzioni principali X ed Y i cicli di taglio alla base dei pilastri vs spostamento laterale risultanti dalle analisi time-history sia a livello globale che per i singoli piani. I valori calcolati dai risultati ottenuti allo SLC, considerando cicli con sposta-

menti compresi tra il 75% e il 100% dello spostamento massimo raggiunto per ciascuna analisi, risultano compresi nell'intervallo 21-25%. Tale dissipazione risulta quasi esclusivamente extrastrutturale, data la mancanza di attivazione delle cerniere plastiche.

A questo punto è stato verificato il valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente da utilizzare per le analisi statiche non lineari al fine di ottenere risultati simili a quelli risultanti dalle analisi dinamiche non lineari. È risultato che gli spostamenti laterali delle analisi statiche non lineari risultano mediamente pari agli spostamenti laterali medi ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari quando si utilizza un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 20%.

Per tutte le analisi dinamiche non lineari eseguite, sono stati calcolati gli andamenti nel tempo dell'energia in ingresso nella struttura e dell'energia dissipata dall'intero sistema di dispositivi BRAD. In Figura 40 è riportato l'andamento nel tempo dell'energia in ingresso nella struttura quando soggetta ad un sisma allo SLC e l'andamento nel tempo dell'energia dissipata dai dispositivi BRAD. I risultati ottenuti allo SLC e allo SLV mostrano che quasi il 50% dell'energia in ingresso viene dissipata dai dissipatori BRAD.

Figura 40
Andamento dell'energia in ingresso nella struttura per un sisma allo SLC e dell'energia dissipata dai dispositivi BRAD.



In Figura 41 è riportato l'andamento nel tempo dell'energia in ingresso nella struttura per effetto di un sisma allo SLD e l'andamento nel tempo dell'energia di deformazione dei dispositivi BRAD. Tale andamento mostra chiaramente che l'energia di deformazione dei dispositivi BRAD viene restituita completamente al termine del terremoto e che quindi i dispositivi restano in fase elastica. Per ciascuna analisi dinamica non lineare sono

stati ricavati i valori delle massime accelerazioni orizzontali di piano nelle due direzioni principali X ed Y, le quali risultano particolarmente importanti per le verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti. In Tabella 21 sono riportati i valori delle massime accelerazioni di piano allo SLV, le quali sono risultate poco variabili in funzione dell'imput sismico e crescenti in maniera pressoché lineare con l'altezza della costruzione.

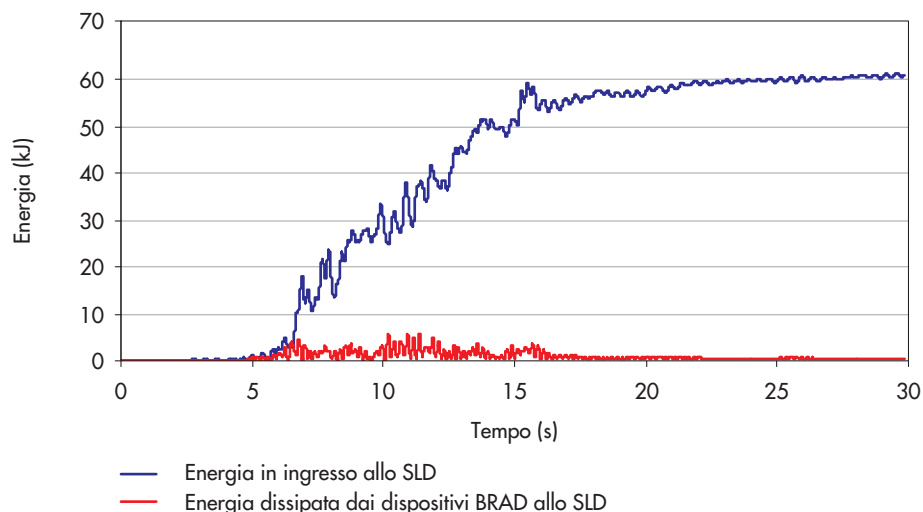


Figura 41
Andamento dell'energia in ingresso nella struttura per un sisma allo SLD e dell'energia dissipata dai dispositivi BRAD.

Tabella 21 - Massime accelerazioni di piano allo SLV

	Direzione principale X							μ (g)	δ	COV
	$a_{max 1}$ (g)	$a_{max 2}$ (g)	$a_{max 3}$ (g)	$a_{max 4}$ (g)	$a_{max 5}$ (g)	$a_{max 6}$ (g)	$a_{max 7}$ (g)			
Livello 0	0.264	0.264	0.258	0.264	0.264	0.264	0.264	0.263	0.002	0.008
Livello 1	0.372	0.333	0.353	0.366	0.299	0.322	0.322	0.338	0.024	0.072
Livello 2	0.508	0.482	0.486	0.486	0.535	0.509	0.461	0.495	0.022	0.045
	Direzione principale Y							μ (g)	δ	COV
	$a_{max 1}$ (g)	$a_{max 2}$ (g)	$a_{max 3}$ (g)	$a_{max 4}$ (g)	$a_{max 5}$ (g)	$a_{max 6}$ (g)	$a_{max 7}$ (g)			
Livello 0	0.264	0.264	0.258	0.264	0.264	0.264	0.264	0.263	0.002	0.008
Livello 1	0.362	0.302	0.284	0.282	0.269	0.382	0.367	0.321	0.044	0.137
Livello 2	0.453	0.421	0.435	0.429	0.434	0.405	0.438	0.430	0.014	0.032

6. Conclusioni

La struttura intelaiata in c.a. dell'edificio scolastico esistente, esaminata nel presente studio, ha mostrato un'elevata vulnerabilità sismica. La resistenza e la duttilità disponibile degli elementi strutturali è risultata significativamente inferiore alla domanda. È stato pertanto necessario procedere all'adeguamento strutturale al fine di garantire il soddisfacimento dei requisiti prestazionali e delle verifiche di sicurezza nel rispetto delle attuali norme sismiche nazionali.

La strategia utilizzata per l'intervento di adeguamento sismico è quella della riduzione degli spostamenti laterali e dell'incremento della capacità dissipativa della struttura a livello globale durante gli eventi sismici. Tale obiettivo è stato ottenuto attraverso l'inserimento di controventi dissipativi ad instabilità impedita all'interno delle maglie dei telai.

L'utilizzo dei controventi ad instabilità impedita, disposti sui telai perimetrali della struttura, ha consentito di regolarizzare il comportamento dinamico della struttura in fase sismica, di otte-

nere un incremento di resistenza alle azioni sismiche orizzontali, un aumento di rigidezza laterale ed un notevole incremento di capacità dissipativa.

Per quanto attiene il comportamento sismico si è visto, infatti, che per il modo di vibrazione fondamentale nella direzione principale Y si è passati da un valore della massa partecipante pari al 67.5% della massa sismica totale in tale direzione ad un valore della massa partecipante pari all'85.5% della massa sismica totale nella stessa direzione, ma per la struttura adeguata, mentre per la direzione principale X la massa partecipante è rimasta invariata e pari all'89.6%.

L'analisi delle prestazioni sismiche della struttura esistente e di quella adeguata è stata effettuata in condizioni non lineari statiche e dinamiche attraverso l'utilizzo di un programma di calcolo agli elementi finiti con modellazione a plasticità diffusa.

Alla luce dei risultati ottenuti, dalle analisi dinamiche non lineari, eseguite applicando alla base della struttura i 7 gruppi di accelerogrammi sca-

lati per lo stato limite di collasso, è possibile affermare che l'intervento di adeguamento sismico, progettato secondo il criterio di strutture con danneggiamento controllato, è perfettamente riuscito, in quanto, durante un terremoto

di elevata magnitudo, la struttura in c.a. rimane essenzialmente in fase elastica, mentre il danno è concentrato nei dissipatori isteretici assiali ad instabilità impedita, i quali possono essere facilmente sostituiti a seguito dell'evento sismico.

Bibliografia

- Bommer J.J., Martinez-Pereira A. (1999) - The effective duration of earthquake strong motion, *Journal of Earthquake Engineering*, 3 (2): 127-172.
- British Standard 1881 (1993) - Testing Concrete, part 120. Methods for determination of the compressive strength of concrete cores.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, C.S.LL.PP, (2009) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- D.M.LL.PP. 14 gennaio 2008 (2008) - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Eurocode 8 (2006) - Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1.3: General rules. Specific rules for various materials and elements. Eur. Comm. for Standardisation, Brussels, Belgium.
- Federal Emergency Management Agency (1997) - NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274, October 1997, Washington D.C.
- Kim J., Seo Y. (2004) - Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained Braces, *Engineering Structures*, 26 (5): 543-551.
- Kim J., Choi H. (2004) - Behaviour and design of structures with buckling-restrained braces, *Engineering Structures*, 26 (6): 693-706.
- Madas P. (1993) - Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading, PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988) - Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, 114 (8): 1804-1826.
- Martinez-Rueda J.E., Elnashai A.S. (1997) - Confined concrete model under cyclic load, *Materials and Structures*, 30 (197): 139-147.
- Masi A. (2005) - La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive, *Il Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica*, n. 1, 2005.
- Pinho R., Antoniou S. (2008) - SeismoStruct Computer Program (<http://www.seismosoft.com>).
- Regio Decreto n. 2229 (1939) - Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.