

Progetto di sopraelevazione di un edificio esistente mediante impiego di isolatori sismici di tipo FRP



Fabio Neri

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Catania

Marco Muratore

Technoside s.r.l., via Madonna di Fatima n.14, 95030 Gravina di Catania

Keywords: isolamento sismico, friction pendulum, ingegneria sismica

ABSTRACT

La mancanza di aree libere nei centri abitati incentiva l'edificazione in sopraelevazione; le normative più recenti in tal caso impongono l'adeguamento sismico delle strutture, con investimenti economici significativi sovente incompatibili con le risorse disponibili. Le tecniche innovative di rinforzo antisismico consentono di aumentare significativamente la sicurezza, fino a garantire l'adeguamento sismico della struttura con elevati rapporti benefici/costi. L'isolamento sismico è una tecnologia affidabile che può essere utilizzata per la protezione degli effetti del sisma su diverse tipologie strutturali, sia civili che industriali, esistenti o di nuova costruzione, riducendo le azioni agenti sulla struttura, limitandone le deformazioni inelastiche e garantendo un migliore livello prestazionale.

Nel presente lavoro viene presentato l'intervento di sopraelevazione e di adeguamento sismico dell'Hotel Royal Palace di Messina, edificio degli anni settanta dotato di struttura intelaiata mista acciaio-calcestruzzo. Sfruttando le possibilità offerte dal 'Piano Casa', è proposto un intervento di sopraelevazione dell'edificio da 6 a 14 elevazioni. L'intervento, reso possibile anche grazie all'inserimento di dispositivi di isolamento sismico di tipo FRP in corrispondenza del secondo piano fuori terra, mostra l'efficacia della tecnica dell'isolamento nel migliorare la protezione sismica degli edifici esistenti, minimizzando gli interventi sulle strutture esistenti ed assicurando elevati rapporti in termini benefici-costi.

1 PREMESSA

L'immobile oggetto del presente lavoro è un edificio sito nella città di Messina, realizzato all'inizio degli anni '70, attraverso il progetto di ricostruzione di un intero isolato (n. 224) limitato dalle sedi stradali di via Tommaso Cannizzaro, via Natoli e via Fabrizi.

La proprietà dell'immobile ha avviato un progetto di rifunzionalizzazione dell'intero stabile che prevede il rifacimento delle dotazioni impiantistiche e, attraverso le procedure di cui all'art.3 della Legge Regionale Siciliana n. 6 del 2010, la sopraelevazione delle strutture per la

realizzazione di unità abitative di tipo residenziale. I dati progettuali principali per le nuove opere in progetto sono:

- sagoma dei nuovi impalcati analoga a quella dei piani sottostanti;
- interpiani di 3.35 m;
- numero di elevazioni da realizzare pari a 8 (da sommare alle 6 fuori terra esistenti, previa demolizione di una superfetazione postuma) per complessive 14 oltre al piano attico;
- altezza totale di 54.0 m (48.6 m da quota stradale).

La sopraelevazione della costruzione esistente, nonché il complesso degli interventi in progetto prevede l'adeguamento strutturale

conformemente al §8.4.1 del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.

L'fattibilità della sopraelevazione in progetto è subordinata alla realizzazione di alcuni interventi sulla struttura esistente:

- rinforzo delle fondazioni;
- rinforzo dei principali elementi strutturali nella struttura esistente;

e di altri per l'intera struttura:

- rifunzionalizzazione e restyling della parte alberghiera, attraverso l'impiego di materiali da costruzione leggeri per pacchetti di chiusura verticale ed orizzontale e contenimento delle masse strutturali e non strutturali attraverso una scelta adeguata dei materiali e delle soluzioni costruttive per la sopraelevazione;
- inserimento di dispositivi di isolamento sismico per la riduzione degli effetti sismici sulle strutture esistenti ed in sopraelevazione.

2 STATO DI FATTO

2.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio, denominato "Hotel Royal Palace", ha struttura portante realizzata con pilastri in cemento armato e impalcato a struttura mista; talune travi sono in cemento armato, altre sono a sezione composta acciaio-calcestruzzo; i solai sono latero-cementizi e metallici. La struttura, sin

dalla sua realizzazione, è stata concepita per ospitare una struttura alberghiera con locali accessibili e soggetti ad affollamento al piano terra e alla prima elevazione fuori terra, camere ai cinque livelli sovrastanti. Sull'immobile attualmente insiste una superfetazione, anch'essa destinata ad ospitare camere d'albergo. Il piano interrato è destinato a garage e locali deposito ed impianti; in parte ospita locali di servizio della struttura alberghiera.

La sagoma dell'edificio è rettangolare per i primi quattro livelli, è a C per le ulteriori elevazioni (Figura 1). L'edificio è costruito in aderenza ad un altro similare, anche se non gemello, destinato a civile abitazione; i due edifici, nel loro complesso definiscono una corte interna di forma pressoché rettangolare a partire dalla terza elevazione fuori terra. I due edifici sono separati da un giunto strutturale di 10 cm.

L'edificio è stato indagato secondo le modalità previste dalla Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 con l'obiettivo di conseguire un esaustivo livello di conoscenza (LC3) e potere sfruttare le capacità meccaniche dei materiali senza penalizzazioni. Il progetto delle indagini è stato strutturato in due fasi: la prima di conoscenza preliminare finalizzata a supportare uno studio di fattibilità dell'opera, la seconda di completamento del quadro di indagine per pervenire ad un'estesa conoscenza sia sotto il profilo geotecnico sia sotto il profilo strutturale dell'opera.

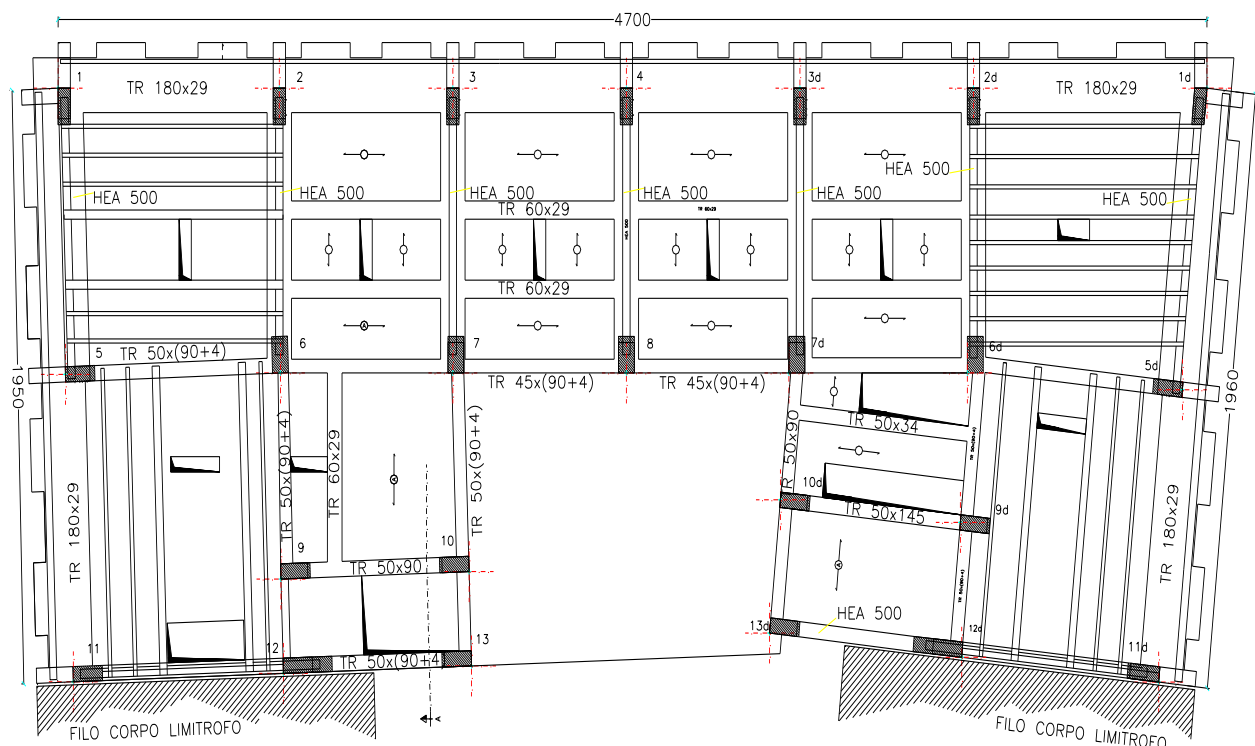


Figura 1. Impalcato tipo dell'edificio

2.2 Indagini geotecniche

Il progetto originario delle strutture, acquisito dagli archivi della Committenza e del Genio Civile di Messina, contempla una relazione geologica a firma del dott. Natoli compendiate da indagini in sito prove di laboratorio. Tale campagna di indagini ha compreso n. 5 sondaggi a percussione, spinti alla profondità massima di 23 m dal p.c., e n. 5 prove penetrometriche con penetrometro dinamico standard, dando in definitiva n. 5 verticali di indagine caratterizzate dalle corrispondenti stratigrafie.

Dall'elaborato datato ottobre 1972 si ricava che il sedime è stato caratterizzato come sabbie limose da fine a grossolana miste a sabbie con ghiaia e rari ciottoli. Dai campioni prelevati sottoposti a prove sono ricavati i seguenti parametri riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Parametri geotecnici originari.

n.	c [kPa]	ϕ [°]	γ [kNm ⁻³]
II	0.00	15.0	15.60
I	0.00	39.0	17.40

essendo c la coesione, ϕ l'angolo di attrito interno e γ il peso specifico dei campioni prelevati.

I parametri geotecnici originari si presentano molto eterogenei e pertanto è stato effettuato uno studio geologico-tecnico integrativo. Lo studio è stato svolto mediante n. 3 sondaggi geognostici (uno attrezzato per la prova Down-Hole in foro), n. 12 Standard Penetration Test (S.P.T.), prelievo di n. 3 campioni rappresentativi, analisi granulometriche e prospezione sismica tipo MASW. Sotto il profilo meccanico i parametri ricavati dal quadro sinottico delle indagini sono riportati in Tabella 2, dal punto di vista sismico le indagini in foro e la MASW hanno restituito un $V_{S,30}$ di circa 383 m/s, classificando il suolo incoerente, come tipo B. Il sito è pianeggiante, pertanto si è assunto $S_T=1.0$. E' stata individuata una successione stratigrafica di materiale di riporto, sabbie limose sabbie ghiaiose.

Tabella 2. Parametri per la modellazione geotecnica.

Strato [m]	ϕ [°]	E [MPa]	γ [kNm ⁻³]
0.00 - 5.70	30	5.53	6.2
5.70 - 9.50	35	21.25	8.0
9.50 - 30.00	39	28.56	9.5

essendo E il modulo di Young.

2.3 Indagini strutturali e prove sui materiali

La campagna di prove condotte sul calcestruzzo ai vari piani è stata condotta in due fasi distinte.

La prima, eseguita su 14 elementi distribuiti alle diverse quote dell'edificio da OMNIATEST s.r.l., ha restituito una resistenza media cilindrica sperimentale $f_{cm,sper} = 21.45$ MPa. La seconda campagna di indagini, eseguita da SIGEO DRILLING s.r.l., ha restituito una resistenza media cilindrica sperimentale di $f_{cm,sper} = 26.99$ MPa sulle ulteriori 52 carote estratte ed una resistenza cubica di 46.35 MPa tramite prove sclerometriche. Per la determinazione dei parametri meccanici del calcestruzzo è stata impiegata la procedura proposta dalle "Linee guida per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici strategici e rilevanti, regione Basilicata ott. 2005" ottenendo i parametri riportati in Tabella 3.

Tabella 3. Parametri meccanici calcestruzzo in opera (MPa).

f_{cm}	f_{ck}	R_{ck}
24.94	21.34	25.72

essendo f_{ck} e R_{ck} rispettivamente le resistenze caratteristiche cilindrica e cubica.

L'acciaio in barre prelevato in numero di 20 campioni è stato sottoposto a prova di trazione presso il laboratorio ufficiale di prove materiale LA.SP.EDIL. L'acciaio da carpenteria impiegato per le travi di impalcato è stato prelevato in numero di 3 campioni ed è stato sottoposto in sito a 8 prove di durezza. I parametri meccanici utilizzati in sede di progetto sono riportati in Tabella 4.

Tabella 4. Parametri meccanici acciaio in opera (MPa).

f_{sy}	f_{st}	f_{ay}	f_{at}
381.0	557.2	275	398

essendo s il pedice relativo all'acciaio in barre e a quello relativo all'acciaio per carpenteria, y quello che indica lo snervamento e t la rottura.

2.4 Spettro di risposta elastico

Il D.M. 14.01.2008 definisce lo spettro elastico di risposta in termini di pseudo-accelerazione S_e come una funzione del periodo fondamentale della struttura, attraverso le Equazioni (1):

$$S_e = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad T < T_B \quad (1a)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \quad T_B \leq T < T_C \quad (1b)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C}{T} \quad T_C \leq T < T_D \quad (1c)$$

$$S_e = a_g S \eta F_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \quad T_D < T \quad (1d)$$

dove a_g è l'accelerazione di picco al suolo di riferimento per il suolo di tipo A, η è il fattore di correzione dello smorzamento, S è il fattore di amplificazione legato al tipo di suolo e alle condizioni topografiche, F_0 misura l'amplificazione spettrale massima, T_B , T_C e T_D sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta (Tabella 5).

Tabella 5. Parametri degli spettri di risposta elastici

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.078	2.359	0.29
SLD	75	0.102	2.302	0.311
SLV	712	0.297	2.410	0.373
SLD	1462	0.397	2.446	0.404

Per l'edificio in esame, soggetto ad affollamento, assunto un periodo di riferimento pari a 75 anni, gli spettri di risposta elastici sono riportati in Figura 2.

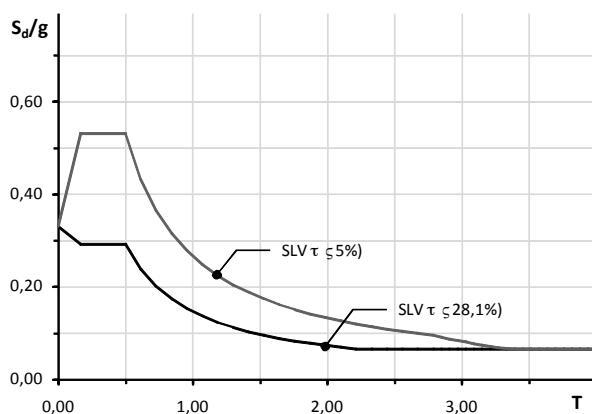


Figura 1. Spettri di risposta elastici

3 APPROCCIO PROGETTUALE

L'aspetto caratterizzante l'intervento è rappresentato dall'inserimento del sistema di isolamento in corrispondenza della seconda elevazione fuori terra, e limitatamente al corpo scala-ascensore, al piano interrato. Se la riduzione delle azioni sismiche orizzontali tramite l'isolamento sismico ha reso compatibile la costruzione in sopraelevazione degli 8 piani e del piano attico, ha profondamente influenzato la quasi totalità degli interventi strutturali previsti.

3.1 Analisi

Per il sistema formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si è assunto un comportamento elastico lineare. Essendo il sistema di isolamento non immediatamente al di sopra delle fondazioni, il modello comprende sia la sovrastruttura che la sottostruttura. L'analisi è stata svolta mediante

analisi modale con spettro di risposta, considerando un numero di modi tale da portare in conto anche un'aliquota significativa della massa della sottostruttura.

L'analisi modale con spettro di risposta è stata svolta secondo quanto specificato al punto 7.3.3.1 - Analisi lineare dinamica, con le opportune prescrizioni previste per le strutture isolate. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate al punto 7.3.3.1 - Analisi lineare dinamica. La componente verticale non è stata messa in conto in quanto non sussistono i casi previsti al punto 7.2.1 - Criteri generali di progettazione, e non si riscontrano rapporti tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} inferiori a 800.

Lo spettro elastico definito in § 3.2.3.2 è stato ridotto per tutto il campo di periodi $T > 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

3.2 Criteri di verifica specifici per interventi su strutture isolate

Trattandosi di struttura isolata sismicamente sia la sovrastruttura che la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico e pertanto è stato utilizzato un fattore di struttura $q=1.5$. In conseguenza di ciò, conformemente a quanto previsto al punto 7.10.2 - Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento, la struttura è stata progettata con riferimento a particolari costruttivi della zona 4, con possibilità di deroga per le strutture in c.a. a quanto previsto al punto 7.4.6.-Dettagli costruttivi.

3.3 Criteri di verifica specifici per interventi su strutture esistenti

Per le parti di struttura esistenti, ove non è stato possibile rispettare le prescrizioni sui dettagli costruttivi (armatura minima, passo staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le nuove costruzioni, sono state comunque garantite le prescrizioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite (punto 8.4.1-Intervento di adeguamento della circolare esplicativa).

4 IL SISTEMA DI ISOLAMENTO

4.1 Il sistema di isolamento

Il sistema di isolamento è stato adottato al fine di migliorare significativamente la risposta nei confronti della componente orizzontale delle azioni sismiche, renderle compatibili con le caratteristiche delle strutture esistenti e contenere gli interventi di consolidamento.

Il miglioramento della risposta sismica orizzontale, realizzato mediante isolatori tipo Friction Pendulum, è stato perseguito incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni. Le prestazioni dell'isolamento vengono inoltre migliorate attraverso la dissipazione nel sistema di isolamento di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

I dispositivi di isolamento sono collocati in corrispondenza del secondo piano fuori terra destinato a parcheggio mentre per la zona degli ascensori sono collocati nel piano interrato.

I dispositivi adottati sono del tipo a doppia superficie curva di scorrimento del tipo inverted pendulum prodotti dalla FIP industriale. Si sono impiegate tre tipologie di cui due a basso ed una a medio attrito, rispettivamente con valori dell'attrito pari al 2,5% e 5,0%. Tutti i dispositivi sono caratterizzati da un raggio di curvatura di 3700 mm. Nella tabella 6 sono riportati oltre all'attrito i limiti dei valori: D_{SLU} spostamento orizzontale allo SLC, N_{Ed1} carico verticale in condizioni statiche ed N_{Ed2} valore dell'azione verticale in condizioni sismiche

Tabella 6. Parametri dei dispositivi di isolamento impiegati

Sigla FIP	Attrito %	D_{SLU} [mm]	N_{Ed1} [kN]	N_{Ed2} [kN]
DL 1750/700	2,5	350	12.500	9.000
DM 1900/700	5,0	350	9.400 9.800	6.700 7.000
DL 1400/600	2,5	300	8.400	7.000

4.2 Modellazione del sistema di isolamento

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori a scorrimento è la curva bilineare Forza-Spostamento in cui l'intercetta sull'asse delle ordinate rappresenta la sola forza d'attrito $F_0 = \mu \times N_{sd}$ sviluppata dall'isolatore (μ rappresenta il coefficiente d'attrito e N_{sd} il carico verticale).

La rigidezza $K = N_{sd} / R$ dipende invece sia dal carico verticale agente istantaneamente che dal raggio geometrico di curvatura R .

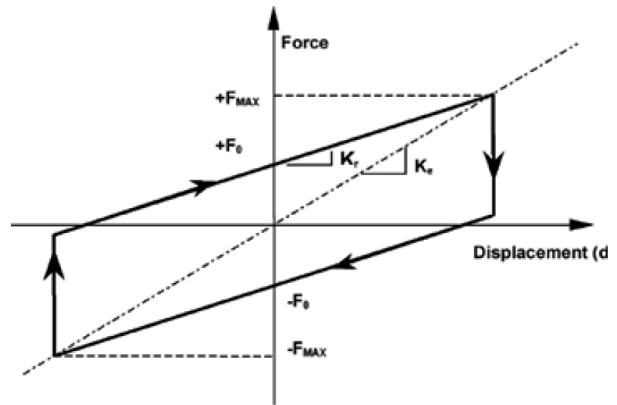


Figura 3– Diagramma (N_{sd}/N_{ed} vs. μ)

Sebbene il comportamento sia marcatamente non lineare, sotto determinate ipotesi, si può procedere alla linearizzazione della risposta del dispositivo. Si possono definire dei valori equivalenti della rigidezza K_e e dello smorzamento ξ_e entrambi funzione dello spostamento di progetto D per come di seguito riportato:

$$K_e = V \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D} \right) \quad (2)$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{D}{\mu \cdot R} + 1} \quad (3)$$

Solitamente questi isolatori forniscono un coefficiente di smorzamento viscoso $15\% \leq \xi_e \leq 30\%$ in funzione del coefficiente d'attrito del materiale utilizzato, del raggio di curvatura e dello spostamento di progetto.

La sperimentazione ha evidenziato come l'attrito sviluppato dai dispositivi è correlato al rapporto tra lo sforzo normale agente (N_{sd}) e lo sforzo normale massimo di progetto allo stato limite ultimo in presenza di sisma (N_{Ed2}) secondo le seguenti Equazioni:

$$\mu = 2.5 \left(\frac{N_{sd}}{N_{Ed2}} \right)^{-0.834} \quad (4A)$$

$$\mu = 5.5 \left(\frac{N_{sd}}{N_{Ed2}} \right)^{-0.563} \quad (4B)$$

valide rispettivamente per isolatori a basso e medio attrito.

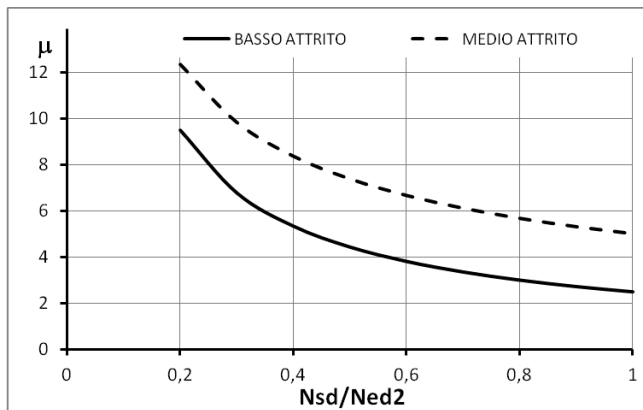


Figura 4. Curve di funzionamento attritivo dei dispositivi (N_{sd}/N_{ed} vs. μ)

In funzione dello sforzo normale di progetto in condizioni sismiche, ovvero del tasso di lavoro medio del dispositivo, le tipologie di dispositivi impiegate sono state classificate in cinque classi caratterizzate mediante i coefficienti di attrito di seguito riportati nella tabella 7:

Tabella 7. Valori attrito impiegati nella modellazione

Classe	Sigla FIP	Attrito %	Attrito η %
1a	DL 1750/700	2,5	3,8
2a			7,0
2b	DM 1900/700	5,0	6,6
2c			7,6
3a	DL 1400/600	2,5	7,8

Il periodo di oscillazione del sistema linearizzato è dato dalla Equazione (5):

$$T_{iso} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D}\right)}} \quad (5)$$

mentre il periodo effettivo del sistema, considerando la rigidezza tangente è pari a $T_{iso}^* = 2\pi (R/g)^{0,5}$: L'analisi ha fornito valori dei periodi fondamentali di tipo traslazionale pari a $T_{iso} = 3,05$ s, mentre il reale periodo di oscillazione della sovrastruttura risulta pari a $T_{iso}^* = 3,84$ s.

La progettazione della struttura in sopraelevazione è stata condizionata dalla necessità di garantire una rigidezza adeguata alla sovrastruttura. La tipologia costruttiva scelta per la sopraelevazione, colonne circolari metalliche "concrete infilled" e travi Rep ha richiesto una ottimizzazione delle sezioni impiegate.

La soluzione adottata per la sopraelevazione ha conferito alla sovrastruttura, considerata a base fissa un periodo $T_{bf} = 1,19$ s e pertanto inferiore a $T_{iso}^*/3$.

Il progetto dei dispositivi di isolamento richiede un approccio iterativo in quanto influenzato dagli spostamenti massimi e dalle azioni verticali, i quali risultano funzione della rigidezza dei dispositivi adottati.

Il predimensionamento dei dispositivi, determinante ai fini della convergenza della procedura iterativa alla soluzione progettuale, è effettuato allo SLU sulla scorta dello spostamento massimo d_{DC} e degli sforzi normali in condizioni sia statiche che sismiche. Per gli elementi maggiormente sollecitati, gli scarichi statici massimi sono pari a circa 11.000 kN, mentre lo spostamento d_{DC} allo stato limite di collasso è stato valutato pari a:

$$d_{DC} = Se(T)_{SLC} \frac{g}{\omega^2} = Se(T)_{SLC} g \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cong 219 \text{ mm}$$

Questo valore, per tenere conto degli effetti torsionali dovuti all'eccentricità tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze, considerata la specificità della configurazione strutturale, è amplificato del 50% ottenendo valori pari a 330 mm.

5 GLI INTERVENTI

Trattandosi di un intervento su un edificio esistente particolare attenzione è stata posta alle fasi costruttive necessarie per operare in sicurezza durante le diverse lavorazioni. Di seguito si presenteranno solo gli interventi di realizzazione dei giunti e di ringrosso dei pilastri e successivo inserimento dei dispositivi di isolamento.

5.1 Il consolidamento dei pilastri e l'inserimento degli isolatori

L'inserimento degli isolatori in corrispondenza del secondo piano fuori terra ha richiesto le seguenti fasi realizzative

- ringrosso dei pilastri;
- inserimento dispositivi di contrasto
- taglio pilastri;
- inserimento isolatori;

Dovendo adeguare sismicamente la struttura tutti i pilastri esistenti in c.a. sono stati ispessiti mediante incamiciatura in calcestruzzo di spessore variabile con opportuna aggiunta di armatura. Per il calcestruzzo è impiegata una classe di resistenza C28/35, esposizione XC2 e consistenza S4 con fuso granulometrico tale da consentire il pompaggio in fase di getto.

Durante la realizzazione del ringrosso sono predisposti i collegamenti per l'inserimento di n. 4 mensole metalliche dimensionate per

sopportare ognuna un carico di 200 t, necessarie in fase di inserimento degli isolatori e per le eventuali sostituzioni e manutenzioni degli stessi.

5.2 I giunti

Adeguate spazio è stato previsto tra la sovrastruttura isolata e le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni. Il giunto sismico è stato dimensionato secondo quanto indicato al paragrafo 7.2.2. D.M. 14/01/2008 pertanto la distanza tra due edifici contigui non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuno degli edifici.

Lo spostamento massimo della sovrastruttura è determinato come la somma tra lo spostamento δ che devono sostenere i dispositivi di isolamento e lo spostamento della sottostruttura, entrambi calcolati, secondo quanto indicato al paragrafo 7.10.6.2.2. D.M. 14/01/2008, allo SLV. Tale valore è stato calcolato pari a $\delta_{isol,X} = 225$ mm (direz. X) $\delta_{isol,Y} = 275$ mm (direz. Y). Valutato per l'edificio limitrofo lo spostamento massimo in corrispondenza del lastrico di copertura in conformità alla norma pari a 165 mm il giunto è posto pari a:

$$\Delta = \delta_{isol,max} + \delta_{abit} = 275 + 165 \text{ mm} = 440 \text{ mm}$$

Particolarmente complessa è risultata la realizzazione del giunto con l'edificio limitrofo delle dimensioni di 440 mm in quanto ha richiesto, per gli elementi strutturali di bordo e per i quattro ordini superiori alla quota di isolamento, la demolizione e ricostruzione con arretramento rispetto alla posizione originaria.

La dimensione del giunto fra la parte a esterna ed il nucleo del corpo scala è dettato dallo spostamento massimo allo SLV dei dispositivi presenti in tale zona e quindi pari a 178 mm. Ai fini progettuali si assume uno spostamento di 200 mm.

6 VERIFICHE

6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è stato conseguito in quanto risultano soddisfatte le verifiche nei confronti dello SLV, di cui al punto 7.10.6.2. - Verifiche agli stati limite ultimi.

La verifica allo SLD della sovrastruttura è stata effettuata controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3, in quanto struttura isolata, dei limiti indicati

per lo SLD nel punto 7.3.7.2. - Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali. Per strutture di classe III le verifiche vanno effettuate con riferimento allo SLO per spostamenti pari a 2/3 di quelli limite forniti dalla norma.

Ai fini della verifica si è fatto riferimento al più restrittivo dei limiti indicati dalla norma (tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa); Pertanto si è controllato che gli spostamenti di interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi siano inferiori a:

$$d_r < 2/3 \times 2/3 \times 0,005 \times h = 4/9 \times 0,005 \times 3,35 = 0,0022 \times 0,0165 \text{ m} = 7,5 \text{ mm}$$

con h altezza del piano considerato.

Come riportato nella tabella 8 i massimi spostamenti di interpiano, definiti per combinazioni di calcolo allo SLO, risultano al di sotto del limite di norma (2,2% dell'altezza di interpiano), per cui la verifica allo SLD risulta soddisfatta.

Tabella 8. Valori massimi di piano degli spostamenti relativi nella sovrastruttura

quota m	d_r mm	d_r/h ‰	quota m	d_r mm	d_r/h ‰
12,70	1,85	0,55	16,05	2,38	0,71
19,40	2,65	0,79	22,75	2,87	0,86
26,10	3,48	1,04	29,45	3,63	1,08
32,85	3,74	1,11	36,15	3,66	1,09
39,50	3,40	1,01	42,85	3,06	0,91
46,20	2,71	0,81	49,55	2,49	0,72

Si è verificato che le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, siano capaci di assorbire gli spostamenti relativi corrispondenti allo SLD senza subire alcun danno o limitazione d'uso.

6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Verifiche allo SLV

Lo SLV della sottostruttura e della sovrastruttura è stato verificato con i valori dei coefficienti parziali γ_M utilizzati per le costruzioni non isolate.

Includendo il modello tutto l'edificio, gli elementi della sottostruttura sono stati verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi,

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura sono state soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore $q=1,50$ combinati con le

altre azioni secondo le regole del punto 3.2.4. -
Valutazione dell'azione sismica

Verifiche allo SLC

Per il sistema d'isolamento è richiesto un livello di sicurezza superiore; lo spostamento d_2 , che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV e forma spettrale diversa.

I dispositivi del sistema d'isolamento sono stati progettati per garantire capacità di spostamento superiori agli spostamenti d_2 , valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC.

Le connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione sono state progettate per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema d'isolamento.

7 COSTI DI INTERVENTO

Sebbene la scelta di non demolire la struttura esistente e di intervenire in sopraelevazione con il conseguente adeguamento sismico sia stata effettuata dalla committenza, in fase di progettazione si è cercato di limitare i costi strutturali con particolare riferimento a quelli finalizzati al consolidamento. Di seguito si riportano i costi relativi alle differenti tipologie di intervento strutturale.

Il rinforzo degli elementi strutturali principali della struttura esistente è eseguito in maniera tradizionale mediante ringrosso delle sezioni con l'impiego di betoncino. L'intervento è esteso a tutta la pilastratura ed ha comportato un costo di € 875.000. Per le travi del terzo impalcato (sopra il piano di isolamento) l'intervento di rinforzo è il medesimo di quello dei pilastri, mentre per quelle degli altri impalcati si è intervenuto su singoli elementi mediante placcaggio con piatti metallici. Tali interventi hanno comportato un costo di € 505.000. Gli interventi di rinforzo delle fondazioni hanno richiesto un importo di circa € 710.000. Il sistema di isolamento ha comportato un costo di € 370.000 dei quali € 170.000 per la fornitura dei dispositivi.

Le strutture in sopraelevazione sono realizzate mediante elementi in sezione composta acciaio calcestruzzo e di travi reticolari tipo Rep completate da solai alleggeriti in polistirene tipo Plastbau. Le strutture in sopraelevazione aventi una superficie complessiva di circa 7.200 mq, hanno un costo di circa € 1.050.000 al quale si somma il costo dei solai pari a circa € 500.000. Le strutture relative al corpo scala ascensore sono realizzate in c.a., si sviluppano in verticale per 15 elevazioni ognuna di superficie di poco superiore a 100 mq, hanno comportato un costo di circa € 285.000.

In totale il costo di adeguamento delle strutture esistenti (fondazioni, elevazioni, isolamento) è di € 2.460.000 e rapportato alla cubatura esistente pari a 27.000 mc ha comportato un valore di 91 €/mc. Il costo della parte in sopraelevazione è di € 1.835.000 che rapportato alla nuova cubatura di circa 30.000 mq ha comportato un valore di 61 €/mq. I predetti costi riguardano gli interventi strutturali e non includono i lavori di completamento edili ed impiantistici, e le somme a disposizione quali competenze professionali, iva ecc.

8 CONCLUSIONI

Gli studi condotti hanno mostrato l'elevata efficacia della tecnica dell'isolamento alla base nel ridurre il rischio sismico degli edifici esistenti. Seppure tale tecnica non sempre sia applicabile, o rappresenta la migliore soluzione, in situazioni come il caso in oggetto ha consentito di rendere realizzabile l'intervento di sopraelevazione richiesto dalla committenza con un costo simile ad una ipotesi di demolizione e ricostruzione.

I valori di costo ottenuti, se rapportati anche al livello di incremento delle prestazioni sismoresistenti, permettono di affermare come la tecnica dell'isolamento sismico su edifici esistenti, rispetto ad altre strategie di intervento, consenta di raggiungere elevati rapporti in termini benefici-costi.