

STRUTTURE ISOLATE ALLA BASE

1. Sistemi di protezione sismica

Non riportato

2. L'isolamento sismico (*base isolation*)

L'idea dell'isolamento sismico nasce da una semplice considerazione. Le strutture tradizionali, a base fissa, hanno periodi principali abbastanza bassi, che in genere ricadono nell'intervallo in cui l'accelerazione del sisma a_g viene notevolmente amplificata (Fig. 1). Se alla loro base si interpone, tra fondazione e struttura, un elemento molto deformabile in senso orizzontale (Fig. 2) il periodo cresce notevolmente e conseguentemente l'accelerazione si riduce a valori molto più bassi.

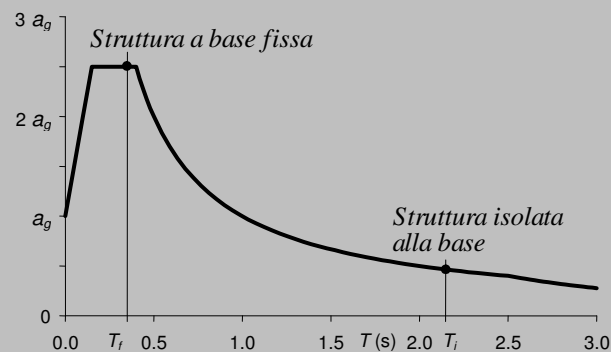


Fig. 1. Spettro di risposta in termini di accelerazioni (suolo A)

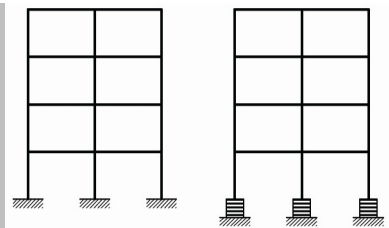


Fig. 2. Edificio a base fissa e a base mobile

Più in dettaglio, la figura 1 mostra lo spettro di risposta elastico per strutture edificate su suoli di tipo A, fornito dalle NTC e dall'OPCM 3274. Lo spettro qui riportato è specifico per gli edifici progettati con isolamento alla base. L'OPCM 3274 impone infatti di assumere, a vantaggio di sicurezza, $T_n = 2.5$ s (anziché 2 s, come per edifici a base fissa), incrementando quindi – anche se di poco – le accelerazioni spettrali nella zona dei periodi alti. L'andamento dello spettro di risposta dimostra che le accelerazioni spettrali possono essere drasticamente ridotte se si riesce ad aumentare notevolmente il primo periodo della struttura. Infatti, se per strutture ordinarie con periodo $T \cong 0,4$ s, ovvero dello stesso ordine di grandezza di T_c , le relative accelerazioni trasmesse sono dell'ordine di $0.6 \div 0.7$ g (in zona sismica 1), per strutture con periodo $T \cong 2$ s, ovvero dello stesso ordine di grandezza di T_n , le accelerazioni spettrali, grazie all'elevato gradiente della funzione sono dell'ordine di 0.15 g.

L'efficacia del sistema di isolamento è tanto maggiore quanto più alto è il rapporto tra il periodo della struttura isolata e il periodo della struttura a base fissa. In bibliografia si raccomanda di incrementare il primo periodo della struttura a base fissa di $2.5 \div 3$ volte. Per ottenere i citati vantaggi in termini di riduzione delle accelerazioni spettrali, i fattori di partecipazione modale dei modi superiori al primo devono però essere trascurabili, ovvero è necessario che le masse partecipanti siano concentrate nei primi modi (si veda più avanti).

La forma degli spettri di risposta fornisce anche indicazioni circa le caratteristiche che deve avere una struttura per poter essere convenientemente progettata con isolamento alla base. Strutture molto alte e con periodo elevato non traggono vantaggi dall'isolamento in termini di riduzione dell'accelerazione spettrale, o meglio, a fronte di una riduzione comunque modesta dell'accelerazione spettrale, c'è il problema degli spostamenti che, risulterebbero troppo elevati. Con periodi superiori ai 3 secondi si potrebbero avere spostamenti tali da rendere inagibile il fabbricato; inoltre, i collegamenti verticali, scale e ascensori, condotte idriche, telefoniche, impianti in genere, diventerebbero ingestibili per fabbricati ad uso civile.

Ulteriori considerazioni nascono dal confronto di spettri relativi a diversi tipi di terreno (Fig. 3). Gli spettri forniti dalla normativa per suoli soffici presentano amplificazioni delle ordinate spettrali particolarmente rilevanti per gli alti periodi. Come conseguenza, a parità di rapporto tra periodo della struttura isolata e a base fissa, per questi terreni la riduzione di accelerazione – e quindi il beneficio dell'isolamento – è molto minore.

Anche se questi concetti approfonditi dal punto di vista sismico è stato applicato, con intuitivo, già nel 1915, nella Hotel, opera della genialità di demolito negli anni '60. Al di infatti presente uno strato di deformabile; questo acc-fabbricato di superare indenne

Agli anni '70 risalgono le armata con anima di piombo utilizzate per gli appoggi di travi da ponte.

Solo all'inizio degli anni '80 con la sperimentazione della gomma ad elevato smorzamento (HDR, *High Damping Rubber*) sono cominciati gli studi più avanzati sull'isolamento. Quelli che hanno dato maggiore impulso alla redazione di normative, nella versione adottata oggi in quasi tutto il mondo, sono stati condotti a Berkley a partire dagli anni '80 (Kelly, 1993).

L'EC8 e l'OPCM 3274 hanno di fatto recepito gli elementi più accreditati di tali studi. In particolare l'OPCM 3274, preso atto del grado di maturazione della tecnologia raggiunto a livello mondiale, ha equiparato l'applicazione del *base isolation* alle tecnologie tradizionali, precisando solo di vigilare con attenzione sul momento esecutivo attraverso il collaudatore che deve essere un esperto del settore.

Gli isolatori elastomerici attualmente utilizzati (Fig. 4) sono costituiti da piastre di acciaio alternate a strati di materiale elastomerico ad alto smorzamento e per edifici di massa ordinari hanno dimensioni vicine al mezzo metro di diametro e meno di trenta centimetri di spessore.

3. Comportamento e specifiche delle struttu-

Un generico edificio fondazione solidale al terreno a più gradi di libertà (M-DOF, sua risposta dinamica, con-delle rigidezze e delle masse in descritta mediante l'equazione dinamico, o di D'Alembert

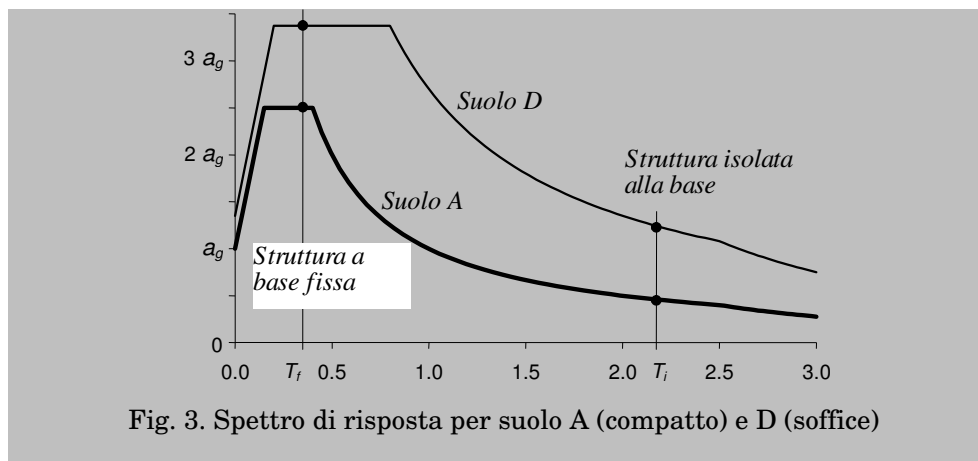


Fig. 3. Spettro di risposta per suolo A (compatto) e D (soffice)

non erano ancora stati scientifico, l'isolamento approccio esclusivamente costruzione del Tokyo Imperial F.L. Wright e purtroppo sotto delle fondazioni era limi melmosi, molto corgimento consenti al il forte terremoto del 1923. prime applicazioni in gomma (LRB, *Lead Rubber Bearing*),

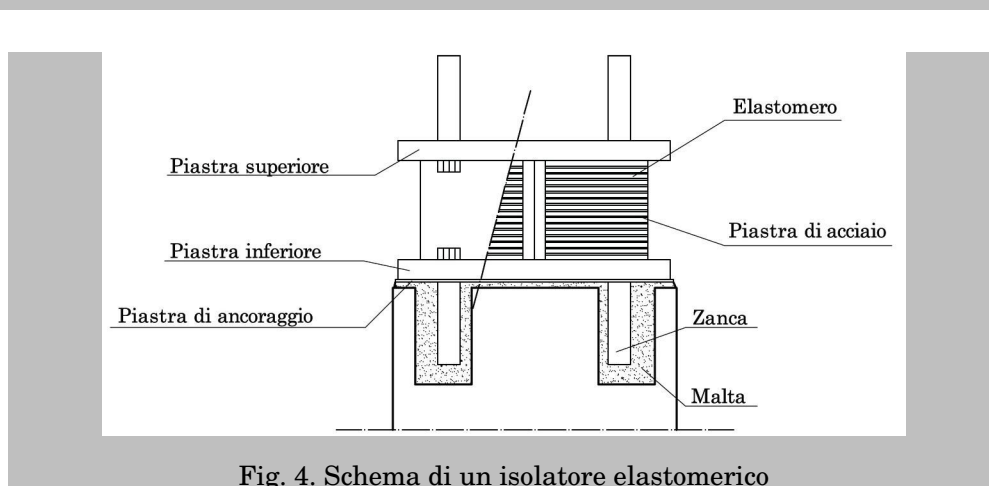


Fig. 4. Schema di un isolatore elastomerico

problematiche re isolate alla base

multipiano dotato di viene modellato come sistema *multi degree of freedom*). La dizionata dalla distribuzione elevazione, può essere matriciale dell'equilibrio

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{v} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{k} \mathbf{x} = \ddot{\mathbf{E}} \mathbf{q}$$

che rappresenta un sistema di equazioni differenziali (con $\mathbf{m}$ matrice delle masse, $\mathbf{k}$ matrice di rigidezza, ecc.). La risposta complessiva, al-

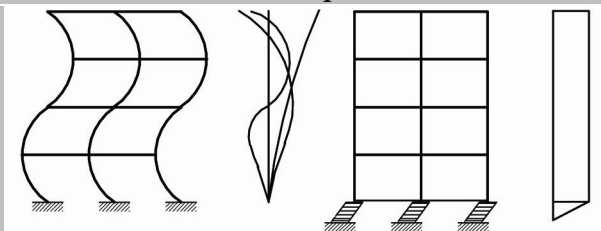


Fig. 5. Deformate modali prevalenti di un edificio a base fissa e isolata

quanto complessa, può essere evidenziata più agevolmente attraverso la determinazione delle forme modali (Fig. 5, a sinistra) e dei fattori di partecipazione modale, cioè la percentuale di massa coinvolta nel generico modo.

Il modo più semplice per analizzare il comportamento sismico di una struttura isolata alla base consiste nell'assimilare il fabbricato, dal punto di vista dinamico, ad un blocco rigido dotato di un unico grado di libertà¹, cioè al cosiddetto oscillatore semplice (S-DOF, *single degree of freedom*). In tal caso la deformata dinamica è quella

di figura 5, a destra, e l'espressione matriciale si semplifica, diventando una equazione differenziale ordinaria nell'unica variabile x

$$m \ddot{x} + v \dot{x} + k x = \ddot{E} q$$

dove m è la massa complessiva del fabbricato, v è lo smorzamento del sistema di isolamento, k è la rigidezza complessiva degli isolatori posti sotto il fabbricato.

Il comportamento reale è più complesso di quello fornito dal modello di oscillatore semplice, ma il principio dell'isolamento sismico è tanto più vantaggioso quanto più, agendo sulla differenza di rigidezza tra la struttura e il sistema di isolamento (conci di gomma armata), si rende la risposta dinamica del sistema generico M-DOF affine a quella di un oscillatore semplice S-DOF. Questo vale a dire che i fattori di partecipazione dei modi superiori sono trascurabili e il moto della struttura soprastante il sistema di isolamento può essere considerato quasi traslatorio.

Per quanto riguarda la valutazione del comportamento dinamico, all'analisi con accelerogrammi di progetto (naturali o artificiali) si preferisce l'analisi con spettro di risposta, in quanto meglio rappresentativa degli effetti sismici medi della zona e di più facile impiego. Gli spettri di normativa sono già tarati in funzione del tipo di terreno, dal più rigido (tipo A) al più soffice (tipo D). Lo spettro rappresenta punto per punto la risposta di un oscillatore semplice, di dato periodo, in genere in termini di accelerazione (ma sono disponibili anche spettri in termini di velocità o spostamento). Pertanto esso consente di visualizzare e di interpretare agevolmente il peso di ogni variabile. Inoltre consente di effettuare rapidi predimensionamenti della struttura isolata visualizzando gli effetti della scelta.

Adottando l'analisi con spettro di risposta, come previsto dalle norme, occorre prendere in considerazione un numero di modi tale da attivare almeno l'85% delle masse. Se si seguono le indicazioni riassunte in precedenza i primi due modi sono traslatori e le masse partecipanti colte sono più del 98% del totale. Le norme forniscono indicazioni specifiche volte a rendere trascurabile l'influenza di modi torsionali; esse infatti prescrivono che la distanza tra baricentro delle masse (totali) e baricentro delle rigidezze (del sistema di isolamento)

¹ Un grado di libertà nel caso di modelli piani; tre gradi di libertà se si considera un modello spaziale.

debba essere non maggiore di $0,03 L$, con L dimensione massima del fabbricato (forse sarebbe più corretto parlare di distanza massima tra gli isolatori, in quanto per uniformare il carico verticale nei pilastri il fabbricato potrebbe fuoriuscire a sbalzo lungo tutto il perimetro).

In sostanza, quindi, lo studio di una struttura isolata alla base risulta, almeno in grandi linee, un'applicazione immediata dell'equazione di D'Alembert a schemi S-DOF. In particolare, su questo principio si effettua il predimensionamento degli isolatori.

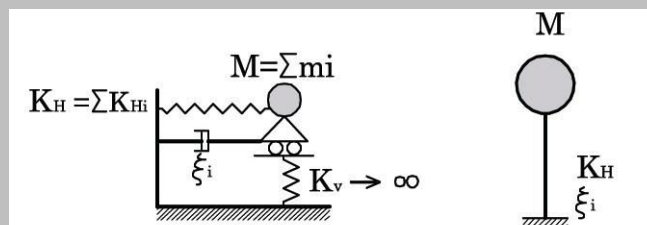


Fig. 6. Modelli elementari equivalenti di edifici isolati

Una importante verifica da effettuare, per poter applicare il calcolo semplificato, è quella del rapporto tra rigidezza verticale e orizzontale degli isolatori. Se la rigidezza verticale fosse modesta, il modello dovrebbe prevedere alla base una molla con due distinte costanti elastiche, orizzontale K_H e verticale K_v (Fig. 6, a sinistra). È necessario garantire che il rapporto tra le rigidezze risulti maggiore di 800, perché tale valore assicura che gli spostamenti verticali siano trascurabili e si possa applicare il modello S-DOF (Fig. 6, a destra); in questo modo le differenze di carico verticale nei pilastri non inducono distorsioni dannose e gli appoggi possono considerarsi a livello durante il moto sismico, anche per grandi spostamenti orizzontali.

Per quanto riguarda la rigidezza orizzontale, l'equazione di D'Alembert mostra che se si utilizzassero isolatori di rigidezza nulla si avrebbero accelerazioni nulle sulle masse, ma a prezzo di grandi spostamenti, incompatibili con una struttura reale. Occorre quindi mediare tra le due esigenze opposte: conferire deformabilità al sistema di isolamento per aumentare il periodo, allontanandolo da quello della struttura a base fissa, ma non eccedere, per evitare spostamenti eccessivi. Il controllo dell'ammissibilità degli spostamenti assoluti (ovvero della deformazione degli isolatori) diventa quindi, in fase progettuale, una operazione preliminare basilare, che segue immediatamente la definizione della rigidezza del sistema di isolamento.

La scelta degli isolatori da utilizzare è resa complessa da fattori tecnologici. Si deve tenere presente che gli isolatori prodotti industrialmente hanno diametro variabile a passi non piccolissimi ed hanno portate verticali che possono essere accoppiate a rigidezze e spostamenti orizzontali non ottimali per ogni problema. Un altro fattore non secondario, è quello economico in quanto nella scelta degli isolatori occorre considerare, ad esempio, che a parità di portata complessiva un isolatore di portata verticale elevata costa meno di due isolatori più piccoli. Inoltre bisogna tener conto del fatto che per ogni tipologia di isolatore impiegato occorre produrre le prove di qualificazione, il che spinge a ridurre il numero di tipi di isolatore contemporaneamente adottati, per evitare un notevole aggravio di spesa.

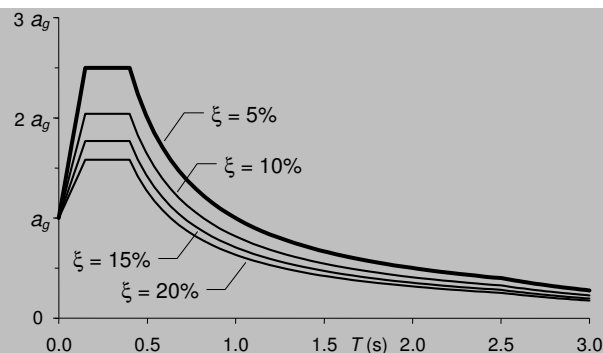


Fig. 7. Spettro di risposta al variare dello smorzamento ξ (suolo A)

Un'altra importante variabile progettuale è lo smorzamento viscoso degli isolatori. Nelle strutture in c.a. a base fissa lo smorzamento si pone convenzionalmente pari al 5% di quello critico; per quelle isolate lo smorzamento diventa invece una variabile di progetto, che è possibile scegliere in un ampio intervallo. Gli isolatori elastomerici più diffusi sono realizzati con 3 tipi di mescole: morbida, media, dura; in genere per mescole morbide e medie si ha uno smorzamento del 10-15% mentre per mescole dure del 15-20%, ma è possibile ottenere smorzamenti anche notevolmente maggiori.

Avere a disposizione un elevato smorzamento è un vantaggio dal punto di vista dinamico, perché al crescere dello smorzamento si riducono le accelerazioni trasmesse (Fig. 7). Le nuove norme sismiche italiane ed europee consentono, per $T \geq 0.8 T_{is}$, di ridurre le ordinate spettrali mediante un fattore

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad \text{con } \eta \geq 0.55$$

Quindi al variare della mescola si ha orientativamente

- per mescola morbida $\xi \cong 10\%$ $\eta = 0.816$;
- per mescola normale $\xi \cong 15\%$ $\eta = 0.707$;
- per mescola dura $\xi \cong 20\%$ $\eta = 0.632$.

Per edifici monoplano, scegliere uno smorzamento più elevato è sicuramente conveniente. Nelle situazioni più comuni, di edifici multipiano, la scelta è meno facile. Lo smorzamento dell'isolatore influisce sostanzialmente solo sul primo modo ed un suo incremento eccessivo, oltre a diminuire le accelerazioni spettrali del primo modo, può provocare un incremento del contributo relativo dei modi successivi. Ciò andrebbe in sostanza contro l'essenza del principio dell'isolamento, cioè il trasformare una struttura dinamicamente complessa in un oscillatore semplice, e potrebbe inficiare le considerazioni fatte circa il predimensionamento.

La modellazione potrebbe essere più complessa, ad esempio utilizzando uno schema a due gradi di libertà (Fig. 8) oppure uno schema a più gradi di libertà. La differenziazione dello smorzamento tra sistema di isolamento e sovrastruttura è però un problema di non facile

soluzione teorica e pratica, che non tutti i programmi consentono di affrontare. L'interferenza tra i due sistemi e i relativi smorzamenti cresce al diminuire del rapporto di rigidezza del telaio e del sistema di isolamento e questa è un'altra ragione per avere la sovrastruttura molto rigida rispetto agli isolatori e tendere al moto del corpo rigido.

Occorre infine evidenziare un'altra differenza importante tra strutture a base fissa e strutture isolate alla base. I telai a base fissa ordinari (MRF, *Moment Resistant Frames*) sono caratterizzati da un alto fattore di struttura q in quanto demandano alla elevata duttilità globale la riserva di sicurezza ultima. Essi possono raggiungere un q -factor circa pari a sei, quindi le accelerazioni spettrali di progetto sono drasticamente ridotte; ma il prezzo da pagare sono i rilevanti danni che un terremoto forte potrà provocare.

Nei sistemi isolati non si confida nel meccanismo di dissipazione ma sul disaccoppiamento dinamico quasi totale del terreno dal fabbricato e non si sfruttano le riserve plastiche di quest'ultimo, che può essere progettato a bassa duttilità. Per tale motivo la struttura deve essere verificata con un q -factor molto basso, intorno a 1.5. Grazie all'isolamento sismico il periodo principale diventa molto grande e di conseguenza, nonostante la modesta riduzione dovuta a q , le accelerazioni spettrali sono basse. In molti casi la riduzione di ordinata spettrale dovuta all'incremento di periodo può essere comparabile con la riduzione che nelle strutture a base fissa è data dal maggior valore di q . Le caratteristiche di sollecitazione di progetto negli elementi strutturali possono quindi essere comparabili nei due casi. Il grande vantaggio delle strutture isolate sta però nel fatto che al basso fattore di struttura corrisponde un basso danneggiamento, anche in occasione di terremoti molto forti.

Per commentare più agevolmente la validazione del calcolo di sistemi antisismici isolati alla base si fa riferimento, nei paragrafi che seguono, ai progetti di due strutture reali. Il primo è un edificio ordinario, un fabbricato con struttura a telaio in c.a., che in bibliografia è classificato come MRF (moment resistant frame). L'altro un edificio strutturalmente speciale, una chiesa.

4. La progettazione di un

L'edificio che si presenta nella fase progettazione² (Fig.9), è ubicato nel provincia di Catania, che è in zona caratterizzata da accelerazione di Dal punto di vista geologico il terreno classificato come suolo B. La costituita da 5 piani fuori terra e un realizzata in c.a. ed è provvista di un realizzato mediante isolatori elastomerici disposti sulla testa dei pilastri del piano cantinato e sulle pareti perimetrali interrato.

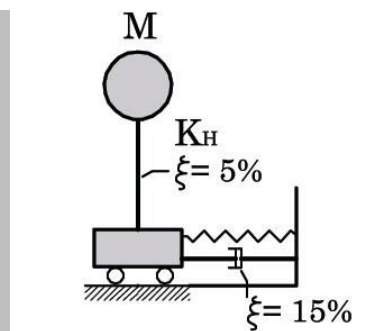


Fig. 8. Smorzamenti differenziati per isolatori e sovrastruttura

edificio isolato

definitiva di comune di In sicilia, in sismica 2, picco al suolo $a_g=0.25$ g. di fondazione è stato struttura (Fig.10) è piano cantinato, è sistema di isolamento

²

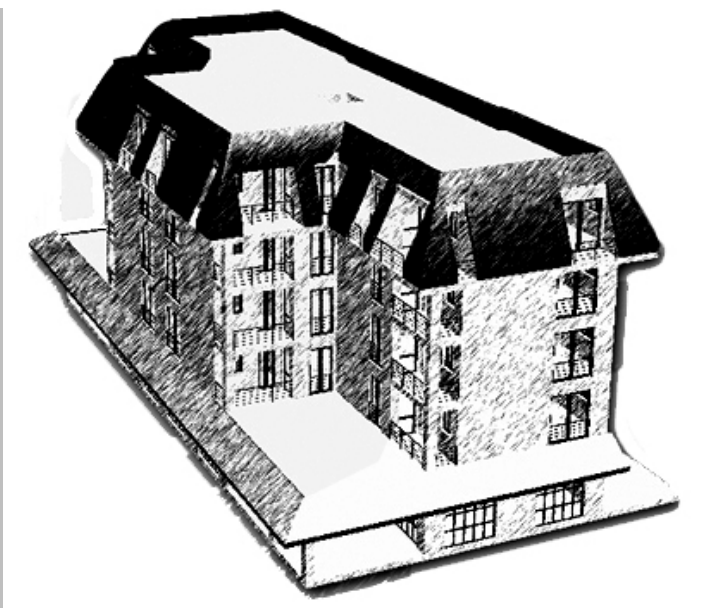


Fig. 9. Alloggi e parcheggio - Contratto di quartiere II - In sicilia (CT)

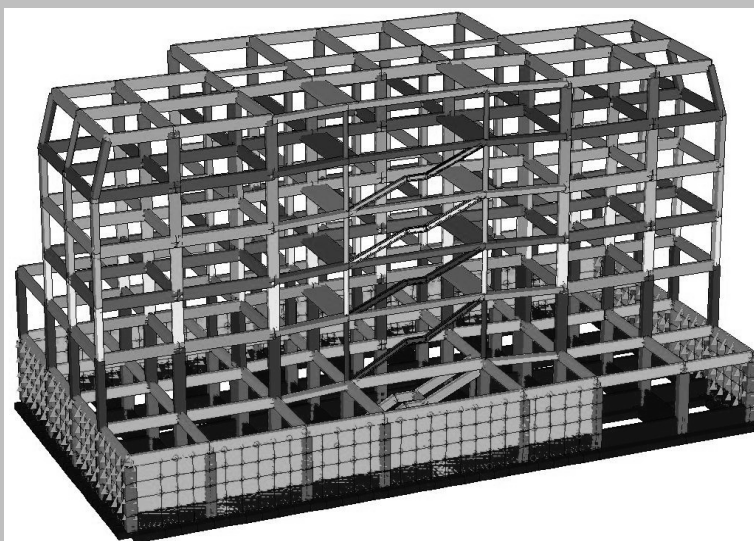


Fig. 10. Vista tridimensionale del modello numerico

Carpenteria piano terra: le travi sono tutte emergenti di dimensioni 30×60, i pilastri sono tutti, tranne due, 40×60. I solai sono latero-cementizi, di spessore pari a 22 cm, prefabbricati; i tamponamenti sono realizzati con doppia foderia di laterizi forati per uno spessore complessivo di 30 cm.

In figura 11 sono riportate le piante del primo impalcato (a livello isolatori), negli altri impalcati gli elementi strutturali rimangono invariati vari piani, cambia leggermente solo la geometria dell'impalcato. La superficie del primo solaio isolato è di circa 745 m², quella del piano tipo è di circa 462 m².

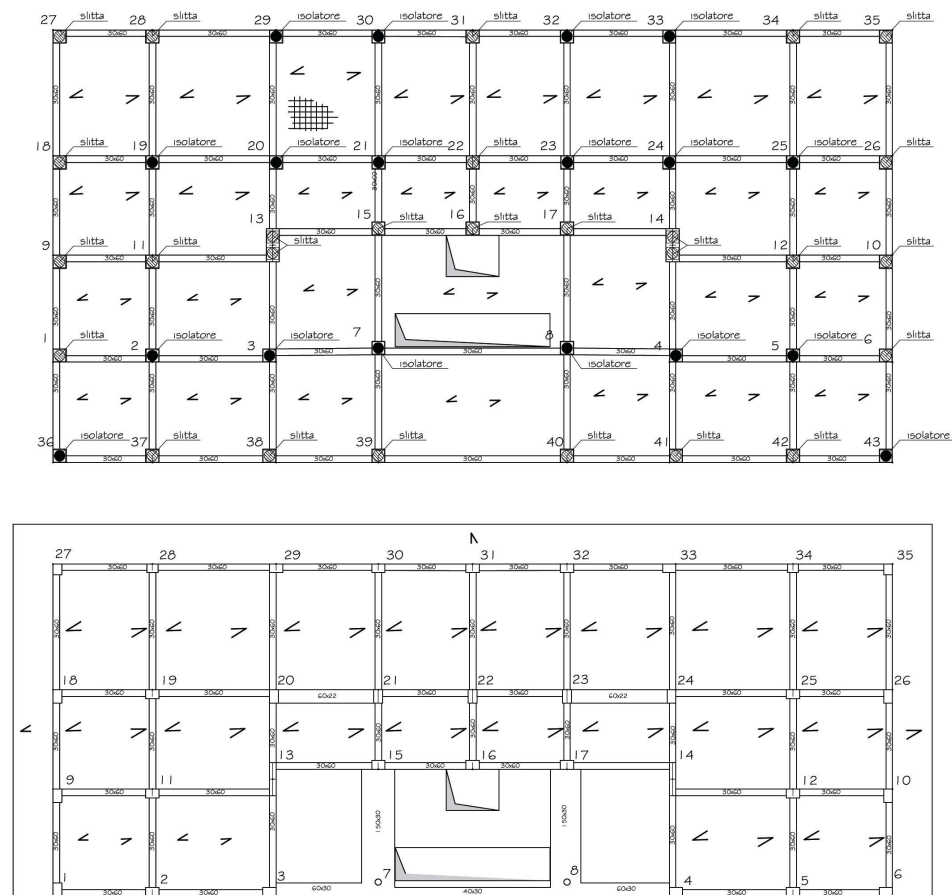


Fig. 11. Primo impalcato isolato e piano tipo

4.1. Caratteristiche dei materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati per il progetto definitivo delle strutture.

Calcestruzzo:

- Classe: R_{ck} 25 MPa
- Modulo di Poisson: $\nu = 0,12$
- Peso specifico c.a.: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

- Costante di Winkler: $k = 100000 \text{ kN/m}^3$

Acciaio per c.a.: FeB44K

4.2. Analisi dei carichi e valutazione delle masse presenti

Per la combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni si è utilizzata la seguente espressione

$$\gamma_1 E + G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$$

per il calcolo delle masse si è utilizzata la seguente espressione

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{ki})$$

Solaio	$h = 18+4 = 22 \text{ cm}$	
Peso proprio =	2.80 kN/m ²	
Sovraccarico permanente=	2.16 kN/m ²	
Sovraccarico =	2.00 kN/m ²	Abitazioni
	$\Psi_e = \Psi_2 \cdot \phi = 0.3 \cdot 0.5 = 0.15$	
Sovraccarico =	3.00 kN/m ²	Uffici
	$\Psi_e = \Psi_2 \cdot \phi = 0.3 \cdot 0.5 = 0.15$	
Sovraccarico =	4.00 kN/m ²	Connettivo
	$\Psi_e = \Psi_2 \cdot \phi = 0.8 \cdot 0.5 = 0.4$	
Solaio tipo RDB bitrave 9x12	$h = (25+5) = 30 \text{ cm}$	Scala
Peso proprio =	4.45 kN/m ²	
Sovraccarico permanente =	1.16 kN/m ²	
Sovraccarico =	4.00 kN/m ²	Connettivo
	$\Psi_e = \Psi_2 \cdot \phi = 0.8 \cdot 0.5 = 0.4$	
Solaio in opera	$h = (18+4) = 22 \text{ cm}$	Copertura
Peso proprio =	2.80 kN/m ²	
Sovraccarico =	1.45 kN/m ²	
Sovraccarico variabile=	2.00 kN/m ²	
	$\Psi_e = \Psi_2 \cdot \phi = 0.2 \cdot 1 = 0.2$	
Tamponamento =	2,40 kN/m ²	

4.3. Modellazione della struttura

Si è ipotizzato un comportamento elastico lineare del sistema e, come specificato nella norma, è stata condotta un'analisi dinamica lineare svolta mediante analisi modale con spettro di risposta; per la combinazione dei modi si è utilizzato il metodo CQC (o combinazione quadratica completa).

Le azioni orizzontali, applicate separatamente nelle due direzioni ortogonali, sono state combinate sommando ai massimi valori ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi valori ottenuti applicando l'azione sismica nell'altra direzione.

Gli elementi strutturali della sovrastruttura sono stati modellati come elementi monodimensionali con piani rigidi. Nella sottostruttura sono invece presenti sia elementi monodimensionali, travi di fondazione e pilastri, che bidimensionali per le pareti di contenimento. Gli isolatori sono stati modellati come conci di materiale di opportuna rigidezza tagliente. Il calcolo di tale valore è stato effettuato considerando elementi monodimensionali incastrati al piede e vincolati in testa mediante vincoli che ne impediscono la rotazione; infatti per la struttura in esame le travi dell'impalcato isolato sono tutte travi emergenti alte 60 cm che di fatto costituiscono un vincolo alla rotazione del nodo.

A questo punto si reputano necessarie alcune riflessioni sull'ipotesi di rigidezza dell'impalcato, sulla presenza della scala (della sua funzione irrigidente) e sulle conseguenze degli errori di modellazione.

Circa la prima ipotesi, questa è meno onerosa rispetto alla necessità di rigidezza per gli edifici a base fissa poiché il tagliente totale è ridotto a causa delle modeste accelerazioni trasferite dagli isolatori. Pertanto per detta ipotesi la verifica è sempre assolta, salvo i casi di impalcato estremamente allungati o deformabili. Un'altra riflessione riguarda la posizione della scala e la sua rigidezza. I nuclei ascensore e le scale sono gli elementi di maggiore rigidezza laterale, pertanto quando per ragioni funzionali non sono ubicabili in prossimità del baricentro diventa complesso ridurre gli effetti rotazionali. Sotto questo aspetto l'isolamento sismico diventa un prezioso ausilio in quanto se il fabbricato isolato ha un comportamento da corpo rigido, quindi con nodi superiori trascurabili, la posizione delle scale e dei nuclei ha un'influenza minima. Pertanto occorrerà centrare solo il baricentro delle masse (totali) con quello delle rigidezze (solo degli isolatori) e questo è un grande vantaggio dell'isolamento per la libertà di progettazione strutturale ed architettonica.

Altra influenza positiva dell'isolamento riguarda l'attenuazione degli effetti degli errori o meglio delle approssimazioni sulle ipotesi di base. Se si fa riferimento a tutte le approssimazioni che provocano variazioni del periodo fondamentale si comprende che anche in questi casi il sistema di isolamento ne attenua gli effetti. Si faccia riferimento allo spettro di risposta; per edifici ordinari isolati il periodo fondamentale in genere è maggiore di due secondi. Si noti che per tali valori la funzione $S_a(T)$ ha un basso gradiente per cui anche errori non piccoli (es. $0,1 \div 0,25$ s) sul periodo proprio comportano piccole variazioni di accelerazioni spettrali, con grande vantaggio per la sicurezza. Se si assume lo spettro di figura 12 per suoli tipo B è evidente che per una struttura con periodo di circa 0.6 s, sottostimarne la rigidezza può provocare un rilevante errore nelle accelerazioni spettrali a causa dell'elevato gradiente della funzione $S_a(T)$ prima e dopo il tratto orizzontale ($T_R - T_C$). Per $T > 3,0$ s lo spettro diventa sub orizzontale con accelerazioni piccolissime; pertanto gli errori sulla stima di T provocati, ad esempio, dalla modellazione del suolo, dall'ampiezza dei tratti rigidi, dalla rigidezza del calcestruzzo, sono quasi influenti sulla risposta dinamica della struttura.

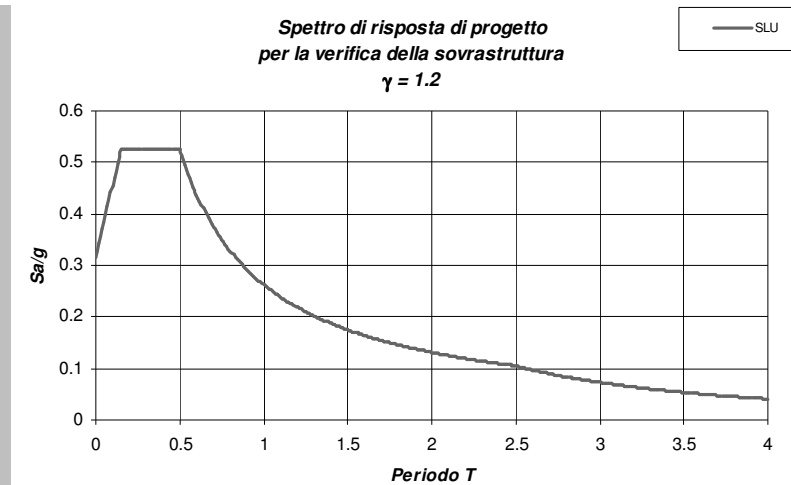


Fig. 12. Spettro di risposta di progetto per suolo tipo B

4.4. La verifica del sistema di isolamento

In base alle prescrizioni della OPCM 3274 per il progetto e la verifica degli isolatori elastomerici bisogna considerare agenti le accelerazioni relative allo spettro elastico definito al capitolo 3 della norma, assumendo $T_n = 2.5$ s. Lo smorzamento viscoso utilizzato è quello del sistema di isolamento, nel caso specifico $\xi = 10\%$, con $\eta = 0.816$. Inoltre su richiesta della committenza è stato considerato un fattore d'importanza pari a 1,2. L'andamento dello spettro di risposta elastico è riportato in figura 13.

Per il progetto e la verifica della sovrastruttura è stato utilizzato lo spettro di progetto allo SLU ottenuto considerando come fattore di struttura:

$$q = 1.15 \alpha_u / \alpha_1$$

Il rapporto α_u / α_1 è assunto pari a 1,3 in quanto si tratta di un edificio a più piani e più campate per cui $q = 1,495$.

Come specificato al punto 10.7.5 dell'OPCM 3431, per l'applicazione del metodo dello spettro di risposta, lo spettro elastico va ridotto per tutto il campo dei periodi $T \geq 0.8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{psi} del sistema di isolamento; in tal caso si ha $\eta = 0.816$.

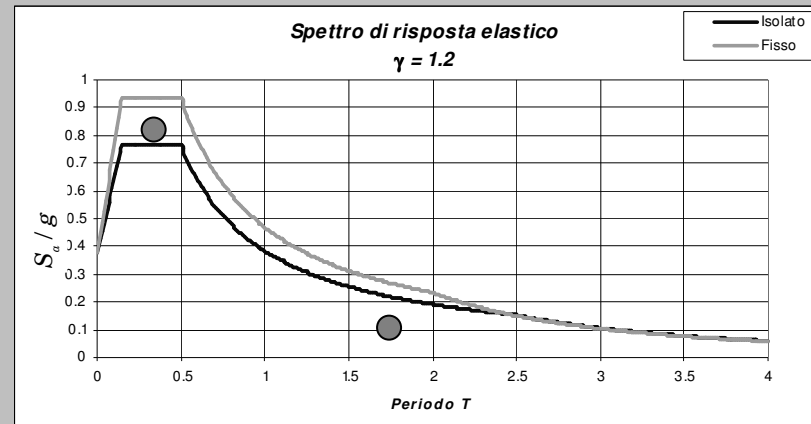


Fig. 13. Riduzione delle accelerazioni da base fissa a mobile

4.5. Il progetto preliminare del sistema di isolamento

Per ottenere l'incremento del periodo ottimale si ipotizza un incremento di 3 volte di quello a base fissa. Noti la massa della struttura e il periodo della stessa a base fissa si calcola la rigidezza che il sistema di isolamento deve avere per ottenere l'allungamento del periodo desiderato mediante la formula:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

La struttura a base fissa ha periodo $T = 0.54$ s. La massa totale dell'edificio, M , è pari a 2840 t. K è la rigidezza orizzontale totale del sistema di isolamento

$$K = \frac{M}{\left(\frac{T_{is}}{2\pi}\right)^2} = 42,7 \frac{kN}{mm}$$

T_{is} è il periodo della struttura isolata che, se posto pari a 3 volte il periodo della struttura a base fissa, vale 1,62 s.

Anche per ragioni economiche, anziché disporre due tipi di isolatori, vengono disposti isolatori elastomerici e dispositivi a scorrimento caratterizzati da rigidezza orizzontale trascurabile, detti di seguito slitte.

La scelta di un tipo di isolatore nonché la disposizione dei diversi isolatori, sono condizionate da vari fattori che interagiscono tra loro rendendo le scelte non sempre semplici e intuitive. Infatti ciascun tipo di dispositivo è caratterizzato da determinati parametri quali carico verticale sismico massimo, rigidezza orizzontale, smorzamento, spostamento massimo, tutti parametri che variano in base a determinati passi.

Tuttavia l'accettabilità della scelta è condizionata dall'entità del carico verticale sismico agente; se per piccoli incrementi di sforzo normale è necessario sostituire il tipo di isolatore, cambia l'entità della rigidezza orizzontale che può compromettere il centramento dei baricentri e quindi condizionare la scelta dei dispositivi.

Altro parametro da controllare è lo spostamento massimo che subiscono gli isolatori, parametro che cresce al crescere del periodo proprio. Ridurre l'entità degli spostamenti significa disporre isolatori più rigidi, quindi ridurre il periodo e pertanto incrementare le accelerazioni spettrali. Il problema è piuttosto delicato perché condiziona in maniera determinante il corretto funzionamento del sistema; infatti se l'isolatore dovesse superare lo spostamento ammissibile si potrebbe rompere o bloccare diventando in qualche istante un appoggio fisso.

Il problema pertanto non è immediatamente convergente. Anche se oggi molti programmi di calcolo forniscono gli strumenti necessari per la progettazione di edifici isolati alla base in regime lineare, certamente questi non possono effettuare le scelte circa il tipo e il posizionamento dei dispositivi. In queste scelte di base risiede la maggiore complessità della progettazione ed è inevitabilmente richiesta una certa dose di esperienza.

Di seguito si mostra come variando alcuni parametri caratteristici di un isolatore si modificano le caratteristiche dinamiche della struttura.

Scegliendo isolatori con *spostamento massimo* diverso:

Rapporti

<i>Tipo isolatore</i>	<i>SI.H.E500/150</i>	Spost. Max =	300	mm	Ke =	0.84	16.13%
<i>Tipo isolatore</i>	<i>SI.H.E500/126</i>	Spost. Max =	250	mm	T1 =	1.08	7.95%
					T2 =	1.09	8.57%
					Sx max =	1.10	10.11%
					Sy max =	1.10	10.19%
					a1 =	0.93	7.37%
					a2 =	0.92	7.80%
<i>Tipo isolatore</i>	<i>SI.H.E500/150</i>	Spost. Max =	300	mm	Ke =	0.68	32.09%
<i>Tipo isolatore</i>	<i>SI.H.E500/102</i>	Spost. Max =	200	mm	T1 =	1.19	19.50%
					T2 =	1.20	20.25%
					Sx max =	1.23	23.21%
					Sy max =	1.23	23.37%
					a1 =	0.84	16.25%
					a2 =	0.83	16.94%
<i>Tipo isolatore</i>	<i>SI.H.E500/126</i>	Spost. Max =	250	mm	Ke =	0.81	19.03%
<i>Tipo isolatore</i>	<i>SI.H.E500/102</i>	Spost. Max =	200	mm	T1 =	1.11	10.69%
					T2 =	1.11	10.76%
					Sx max =	1.12	11.90%
					Sy max =	1.12	11.96%
					a1 =	0.90	9.58%
					a2 =	0.90	9.92%

Se K_e aumenta del 16% T diminuisce dell'8%
 S diminuisce del 10%
 a aumenta del 7.5%

Se K_e aumenta del 32%
 T diminuisce dell'20%
 S diminuisce del 23%
 a aumenta del 16.5%

Se K_e aumenta del 19%
 T diminuisce dell'11%
 S diminuisce del 12%
 a aumenta del 9.5%

quindi la diminuzione del periodo e dell'accelerazione trasmessa sono dell'ordine del 50% rispetto all'aumento di rigidezza orizzontale; dello stesso ordine di grandezza diminuiscono gli spostamenti.

I conci rigidi: nella modellazione di una struttura bisogna tener conto della rigidezza dei nodi; quasi tutti i programmi di calcolo consentono di valutarla mediante l'introduzione di tratti rigidi di opportune dimensioni. Tuttavia l'introduzione di questi conci rigidi alle estremità degli elementi strutturali comporta la riduzione del periodo proprio di vibrazione e quindi l'incremento delle accelerazioni spettrali. Nel caso in esame il periodo proprio diminuisce di 0,1 s.

La sottostruttura: è la parte che rimane solidale al terreno e per questo motivo è di fondamentale importanza che sia sufficientemente rigida da non subire oscillazioni che potrebbero modificare e perfino amplificare l'accelerazione trasmessa alla sovrastruttura.

La costante di sottofondo contribuisce in modo piuttosto importante nella definizione del periodo proprio della sottostruttura e quindi nell'efficacia del sistema di protezione sismica:

$$- k = 4000 \text{ kN/m}^3 \quad \begin{cases} T1 = 0.169s \\ T2 = 0.164s \\ T3 = 0.159s \end{cases} \quad \text{Pressione massima} = 197.0 \text{ kN/m}^2$$

$$- k = 100000 \text{ kN/m}^3 \quad \begin{cases} T1 = 0.066s \\ T2 = 0.059s \\ T3 = 0.057s \end{cases} \quad \text{Pressione massima} = 246.3 \text{ kN/m}^2$$

$$- k = 300000 \text{ kN/m}^3 \quad \begin{cases} T1 = 0.065s \\ T2 = 0.057s \\ T3 = 0.055s \end{cases} \quad \text{Pressione massima} = 296.0 \text{ kN/m}^2$$

Caratteristiche degli isolatori: gli isolatori elastomerici scelti per il progetto dell'edificio in oggetto presentano le seguenti caratteristiche:

- rigidezza orizzontale $K_e = 2.17 \text{ kN/mm}$;
- rigidezza verticale $K_v = 1884.95 \text{ kN/mm}$;
- rapporto $K_v/K_e > 800$;

- coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi = 10\%$;
- modulo di elasticità tangenziale $G = 1.4\text{MPa}$, miscela dura;
- spostamento massimo = 250 mm comprensivo del 20% di incremento previsto dalla OPCM3431 per le verifiche allo SLU.

Per il calcolo della rigidezza verticale degli isolatori si è proceduto nel modo seguente

$$K_v = \frac{E_c \cdot A}{T_e}$$

dove

- A è l'area dello strato di gomma
- T_e è lo spessore totale degli strati di gomma
- E_c è il modulo elastico dato dalla seguente relazione:

$$E_c = 6 \cdot 0,8 \cdot S^2$$

- S , fattore di forma primario, è pari a:

$$S = \frac{R}{2t}$$

dove

- R è il raggio dello strato di gomma
- t è lo spessore del singolo strato di gomma

Per limitare la deformabilità verticale degli isolatori, è bene che S non sia minore di 12, pertanto la rigidezza verticale $K_v=1884$ kN/mm.

4.6. Posizionamento geometrico degli isolatori sismico

La tabella 1 riporta le coordinate planimetriche degli appoggi, il valore della rigidezza orizzontale del dispositivo posizionato e il conseguente calcolo del baricentro delle rigidezze dei dispositivi di isolamento scelti. La disposizione è mostrata in figura 14. Confrontando le ordinate dei due punti si nota che la distanza reciproca è di 9 cm, valore che la ricerca e le normative ritengono accettabili per contenere gli effetti torsionali di cui si è parlato in precedenza.

L'analisi dinamica della struttura del fabbricato, a base fissa e isolata, ha dati i risultati mostrati in tabella 2 e nelle figure 15 e 16.

Il rapporto tra i periodi della struttura, isolata e a base fissa, è maggiore di 3, quindi si ritiene che il sistema di isolamento sia efficace; inoltre mediante l'isolamento alla base le masse partecipanti risultano del 100% della massa globale nei primi due modi.

Tabella 1. Coordinate vincoli e calcolo baricentro masse e rigidezze

Coordinate dei nodi				K		KI*xi	KI*yi
36	X =	0.00	Y =	0.00	2.17	SI-H 500/I26	0.00
37	X =	4.50	Y =	0.00	0	Slitta	0.00
38	X =	10.10	Y =	0.00	0	Slitta	0.00
39	X =	14.73	Y =	0.00	0	Slitta	0.00
40	X =	23.27	Y =	0.00	0	Slitta	0.00
41	X =	27.90	Y =	0.00	0	Slitta	0.00
42	X =	33.50	Y =	0.00	0	Slitta	0.00
43	X =	38.00	Y =	0.00	2.17	SI-H 500/I26	82.46
1	X =	0.00	Y =	4.55	0	Slitta	0.00
2	X =	4.50	Y =	4.55	2.17	SI-H 500/I26	9.77
3	X =	10.10	Y =	4.55	2.17	SI-H 500/I26	21.92
7	X =	14.73	Y =	5.19	0	Slitta	0.00
8	X =	23.27	Y =	5.19	0	Slitta	0.00
4	X =	27.90	Y =	4.55	2.17	SI-H 500/I26	60.54
5	X =	33.50	Y =	4.55	2.17	SI-H 500/I26	72.70
6	X =	38.00	Y =	4.55	0	Slitta	0.00
9	X =	0.00	Y =	9.40	2.17	SI-H 500/I26	0.00
11	X =	4.50	Y =	9.40	0	Slitta	0.00
13	X =	9.95	Y =	9.85	0	Slitta	0.00
15	X =	14.73	Y =	10.30	0	Slitta	0.00
16	X =	19.00	Y =	10.30	0	Slitta	0.00
17	X =	23.27	Y =	10.30	0	Slitta	0.00
14	X =	28.05	Y =	9.85	0	Slitta	0.00
12	X =	33.50	Y =	9.40	0	Slitta	0.00
10	X =	38.00	Y =	9.40	2.17	SI-H 500/I26	82.46
18	X =	0.00	Y =	13.90	2.17	SI-H 500/I26	0.00
19	X =	4.50	Y =	13.90	0	Slitta	0.00
20	X =	9.80	Y =	13.90	2.17	SI-H 500/I26	21.27
21	X =	14.73	Y =	13.90	2.17	SI-H 500/I26	31.96
22	X =	19.00	Y =	13.90	0	Slitta	0.00
23	X =	23.27	Y =	13.90	2.17	SI-H 500/I26	30.30
24	X =	28.20	Y =	13.90	2.17	SI-H 500/I26	61.19
25	X =	33.50	Y =	13.90	0	Slitta	0.00
26	X =	38.00	Y =	13.90	2.17	SI-H 500/I26	82.46
27	X =	0.00	Y =	19.60	2.17	SI-H 500/I26	0.00
28	X =	4.50	Y =	19.60	2.17	SI-H 500/I26	9.77
29	X =	9.80	Y =	19.60	0	Slitta	0.00
30	X =	14.73	Y =	19.60	0	Slitta	0.00
31	X =	19.00	Y =	19.60	0	Slitta	0.00
32	X =	23.27	Y =	19.60	0	Slitta	0.00
33	X =	28.20	Y =	19.60	0	Slitta	0.00
34	X =	33.50	Y =	19.60	2.17	SI-H 500/I26	72.70
35	X =	38.00	Y =	19.60	2.17	SI-H 500/I26	82.46
Somma =				39.66	KN/mm	742.14	431.40
n° Isolatori				18			
Coordinate del baricentro delle rigidezze				X =	19.00	Y =	11.04
Coordinate del baricentro delle masse				X =	19.00	Y =	11.13
Distanza =				0.00		-0.09	OK

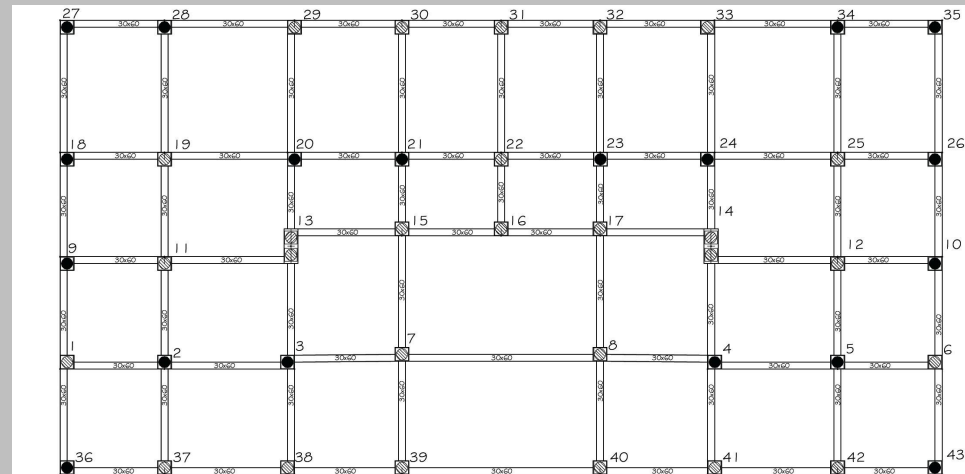


Fig. 14. Pianta del sistema di isolamento (e scorrimento)

Tabella 2. Risultati dell'analisi dinamica

Isolata	$T_1 = 1.81s$	$M_x = 0.00\%$	$M_y = 100.0\%$
	$T_2 = 1.80s$	$M_x = 100.0\%$	$M_y = 0.00\%$
Fissa	$T_1 = 0.54s$	$M_x = 0.00\%$	$M_y = 58.0\%$
	$T_2 = 0.51s$	$M_x = 68.0\%$	$M_y = 0.00\%$

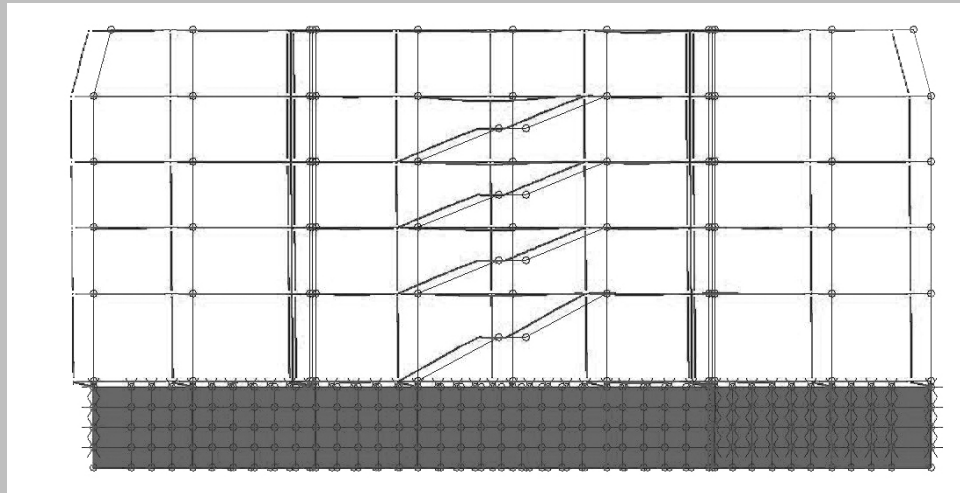


Fig. 15. I deformata modale, direzione x

Fig. 16. II deformata modale, direzione y

4.7. Calcolo dello spostamento di progetto

Il valore dello spostamento massimo di progetto si ottiene dal rapporto tra il tagliante agente alla quota del sistema di isolamento, relativo all'applicazione dello spettro elastico, e la rigidezza del sistema stesso:

$$S_{De}(T) = \frac{S_e(T) \cdot M}{K_{esi}} = 15 \text{ cm}$$

$S_e(T) = 0.211 \text{ g}$ accelerazione spettrale
 $K_{esi} = 39.06 \text{ kN/mm}$ rigidezza del sistema di isolamento

4.8. Valutazione degli spostamenti allo SLU

La valutazione degli spostamenti dei dispositivi di isolamento è stata effettuata, in accordo con la norma, utilizzando lo spettro elastico; sono state condotte le analisi considerando 4 posizioni del baricentro delle masse calcolate in base alle dimensioni planimetriche dell'impalcato.

Dall'analisi dinamica con eccentricità nulla del baricentro delle masse, sono stati rilevati valori di spostamento denominati:

- U_{xx} = componente dello spostamento in direzione x dovuto al sisma in direzione x ;
- U_{yx} = componente dello spostamento in direzione y dovuto al sisma in direzione x ;
- U_{xy} = componente dello spostamento in direzione x dovuto al sisma in direzione y ;
- U_{yy} = componente dello spostamento in direzione y dovuto al sisma in direzione y .

Gli incrementi di spostamenti derivanti dalle analisi dinamiche effettuate spostando il baricentro delle masse di quantità pari al 5% della dimensione massima ortogonale all'azione sismica agente, sono denominati:

- ΔU_{xx} = componente in direzione x dovuto al sisma in direzione x ;
- ΔU_{yx} = componente in direzione y dovuto al sisma in direzione x ;
- ΔU_{xy} = componente in direzione x dovuto al sisma in direzione y ;
- ΔU_{yy} = componente in direzione y dovuto al sisma in direzione y .

Tali valori sono stati sommati, in valore assoluto, alle rispettive componenti di spostamenti ottenute con eccentricità nulla ottenendo:

- $dE_{x,x} = U_{xx} + \Delta U_{xx}$ componente in direzione x dovuto al sisma in direzione x ;
- $dE_{x,y} = U_{yx} + \Delta U_{yx}$ componente in direzione y dovuto al sisma in direzione x ;
- $dE_{y,x} = U_{xy} + \Delta U_{xy}$ componente in direzione x dovuto al sisma in direzione y ;
- $dE_{y,y} = U_{yy} + \Delta U_{yy}$ componente in direzione y dovuto al sisma in direzione y .

Agli spostamenti corrispondenti al sisma x sono stati sommati i corrispondenti spostamenti ottenuti per sisma y , ma ridotti al 30%, ottenendo:

$$\begin{aligned}
 (d_{E,x})_1 &= d_{E,x} + 0.3d_{E,y,x} & (d_{E,y})_1 &= d_{E,y} + 0.3d_{Ey,y} \\
 (d_{E,x})_2 &= 0.3d_{E,x} + d_{Ey,x} & (d_{E,y})_2 &= 0.3d_{Ex,y} + d_{Ey,x}
 \end{aligned}$$

Lo spostamento risultante è dato dalla seguente espressione:

$$d_{E1} = \sqrt{(d_{E,x})_1^2 + (d_{E,y})_1^2} \qquad d_{E2} = \sqrt{(d_{E,x})_2^2 + (d_{E,y})_2^2}$$

Il maggiore tra i due è lo spostamento di progetto degli isolatori. Il valore più alto calcolato è 204 mm; come specificato dall'OPCM 3431 i dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti relativi ad un terremoto pari a

quello allo SLU amplificato del 20%, che nel caso di sistemi di isolamento a comportamento modellabile come lineare, equivale a maggiore del 20% lo spostamento ottenuto col terremoto di progetto; in questo caso si ottiene il valore 245 mm, inferiore allo spostamento massimo per l'isolatore scelto (250 mm).

L'involuppo dinamico degli spostamenti si è ottenuto sommando ai massimi valori per sisma in direzione x il 30% dei massimi per sisma in direzione y considerando altresì le eccentricità accidentali del baricentro delle masse così come previsto dalle norme.

4.9. Verifiche allo stato limite di danno

Lo spettro di progetto utilizzato per le verifiche allo SLD della sovrastruttura si è ottenuto riducendo le ordinate spettrali dello spettro elastico di un fattore pari a 2.5; l'andamento è riportato in figura 17.

Gli spostamenti di interpiano (Fig. 18), piccoli in assoluto e lievemente crescenti verso il basso mostrano che la deformata è sub verticale e rende valida l'ipotesi del comportamento affine a quello dell'oscillatore semplice e di tutte le ipotesi di linearità.

Per la citata necessità di rigidità della sottostruttura e per non interferire con l'azione filtrante degli isolatori e alterare l'accelerazione trasmessa alla sovrastruttura, lungo il perimetro sono state disposte pareti in c.a. di 30 cm di spessore (Fig. 19). Tali pareti hanno sia funzione di contenimento del terreno circostante, essendo la sottostruttura un piano interrato, che creare un effetto scatolare della zona a base fissa.

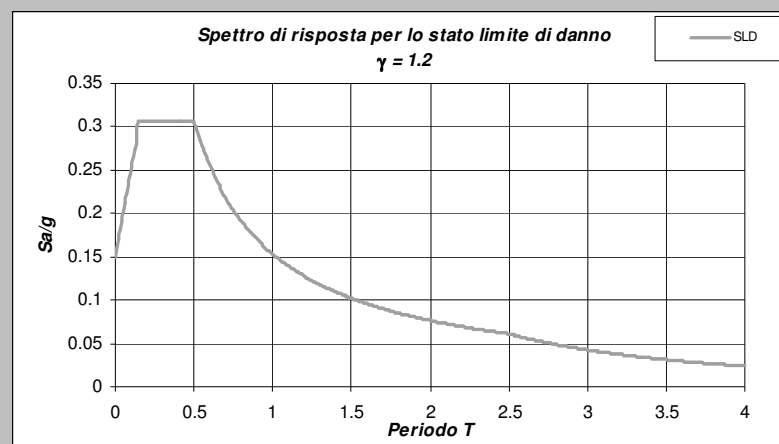


Fig. 17. Spettro di risposta per lo stato limite di danno

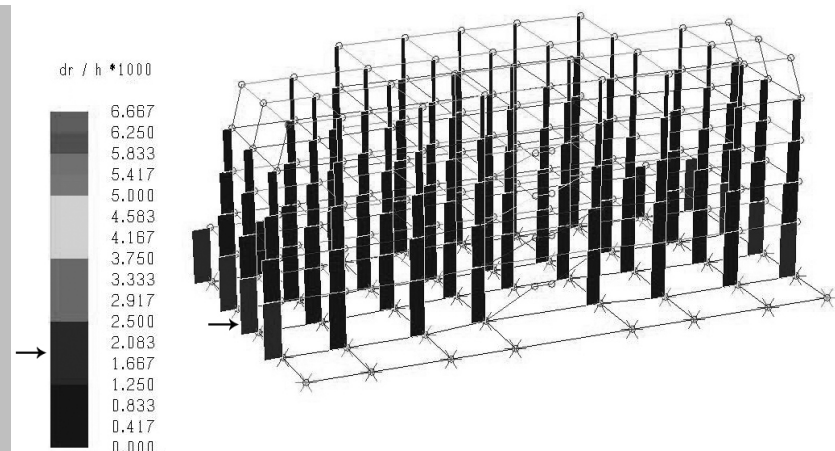


Fig. 18. Spostamenti di interpiano

Fig. 19- Pianta delle fondazioni superficiali

Essendo un piano interrato con isolatori in sommità si è effettuata una verifica statica, verificando le pareti allo SLU.

Va segnalato infine che sia la scala che il vano ascensore sono scollegati dal piano interrato (a base fissa) e che tutti i giunti sono protetti da lamiere scorrevoli in modo da evitare la caduta di cose o persone anche in corrispondenza del massimo spostamento di progetto.

5. Edilizia speciale: la Chiesa B.V.M in sicilia

Il complesso parrocchiale dedicato alla Beata Vergine Maria del Carmelo e a S. Maria Goretti³ (Fig. 20 e 21), ubicata in S. Giorgio in sicilia, è strutturalmente composto da sei parti indipendenti:

1. il corpo principale costituito dalla chiesa realizzata con il sistema di protezione sismica definito di isolamento sismico alla base; al di sotto dei conci di gomma armata, il sistema di fondazione è a plinti su pali trivellati di dieci metri di profondità da 400 mm di diametro;
2. gli uffici parrocchiali, un corpo di fabbrica molto regolare a tre piani di forma rettangolare con struttura portante a telai in c.a., fondato su travi rovesce;
3. le opere di sostegno perimetrali e le scale di accesso esterne, strutturalmente legate alle opere di sostegno, tutte in c.a.;

4. la pensilina d'ingresso principale, che occupa tutto il fronte principale della chiesa, realizzata su fondazioni a platea e pilastri circolari dai quali aggetta a sbalzo;
5. la pensilina laterale a copertura della rampa per disabili, anche questa realizzata con fondazione superficiale e strutture verticali realizzate con pilastri e setti dai quali aggetta a sbalzo il solaio;
6. una paratia di contenimento ubicata tra l'edificio adibito ad uffici parrocchiali e la chiesa; la presenza dell'edificio isolato alla base fondato su pali, fa sì che sul terrapieno non ci siano sostanzialmente carichi variabili, anche se comunque se ne è tenuto conto egualmente in conto per le fasi transitorie.

La descrizione che segue è rivolta in particolare al corpo principale della chiesa. La struttura da realizzare è sostanzialmente in cemento armato, anche se sono presenti alcune travi alveolate in acciaio all'intradosso dei solai adiacenti la membrana. Essa non può essere inclusa nelle tipologie strutturali classiche, perché la chiesa è realizzata con dieci pilastri, di cui due accoppiati ad una parete, che sostengono un blocco di dimensioni e peso rilevanti costituito dalle lastre-piastre di copertura, che ha scarse capacità dissipative. Gli elementi piani in cemento armato, con funzionamento a lastra-piastra, che costituiscono la copertura hanno uno sviluppo totale di ben 830 m²; lo spessore medio delle membrane è di 11 cm. Il pavimento della chiesa è su solaio isolato, del tipo alveolato prefabbricato la superficie della zona isolata è di circa 530 m². Nel caso in esame il sistema di isolamento è stato disposto immediatamente sopra la fondazione.

Con riferimento al punto 4.7 dell'OPCM 3431, è stato considerato un fattore d'importanza pari a 2.

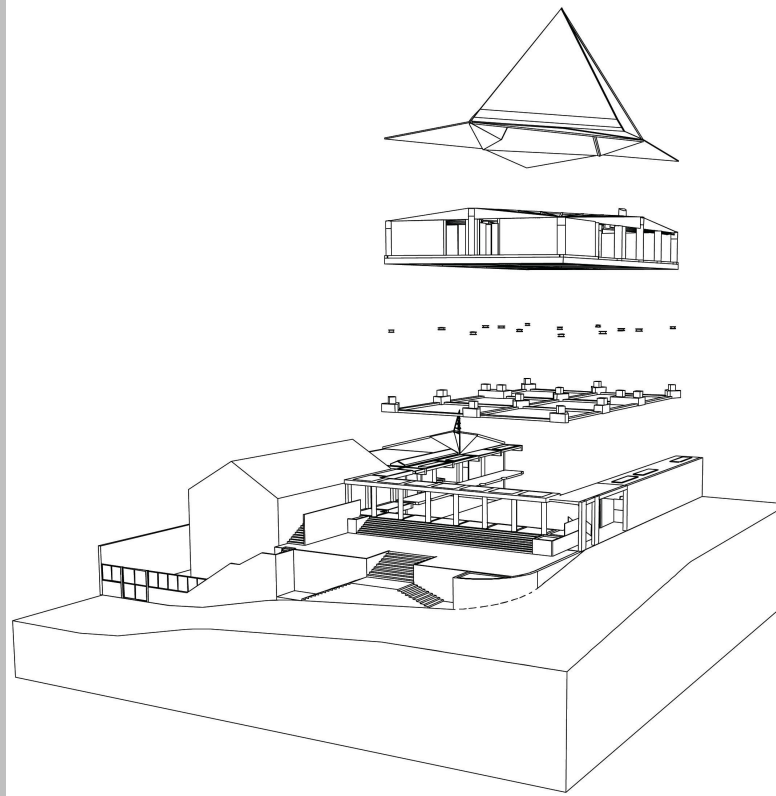


Fig. 20. Chiesa BVM del Carmelo in sicilia

5.1. Analisi dei carichi

I carichi agenti sulla struttura sono riportati di seguito.

Copertura non accessibile:

totale carico permanente	0.15 kN/m^2
sovraccarico accidentale	0.50 kN/m^2

Impalcato:

totale carico permanente 6.70 kN/ m^2
 sovraccarico accidentale 4.00 kN/ m^2

Tabella 3. Dati relativi allo spettro di risposta

Cat. Suolo	s	TB	TC	TD
A	1	0.15	0.4	2
B	1.25	0.15	0.5	2.5
C	1.25	0.15	0.5	2
D	1.25	0.15	0.5	2
E	1.35	0.2	0.8	2

tamponamento 8.88 kN/ m^2

Carico neve caratteristico $q_s 0.60 \text{ kN/ m}^2$;
 tale carico verrà ripartito così come prevede la normativa.

Dati dei carichi da vento:
 pressione del vento 0.63 kN/m^2

5.2. Modellazione della struttura

Per la modellazione della struttura è stato utilizzato un codice di calcolo lineare e la risoluzione utilizzata è un'analisi dinamica completa con modellazione generale a 6 gradi di libertà per nodo. sono di tipo monodimensionali comportamento a lastra e

dice di calcolo lineare e la risoluzione utilizzata è un'analisi dinamica completa con modellazione generale a 6 gradi di libertà per nodo. Gli elementi finiti utilizzati e bidimensionali a piastra.

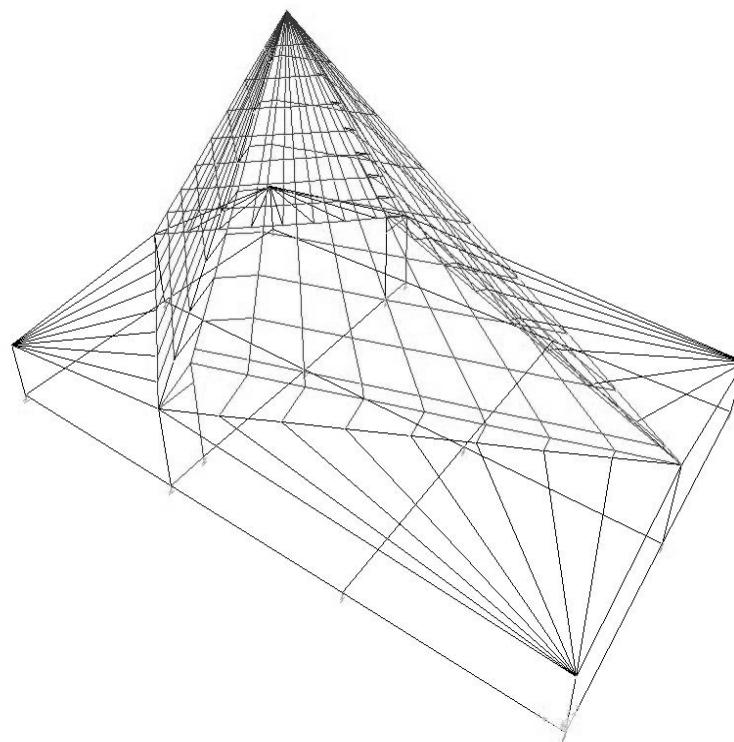
Gli isolatori sono stati "link" a comportamento sia di tipo statico, considerate analisi modali con spettro

Il modello unifilare 22.

5.3. Caratterizzazione

Il comune di Catania è ubicato in zona sismica di 2° categoria; il sito sul quale edificare, classificato come suolo B. Per lo spettro di risposta di progetto, in base alla normativa sismica, sono stati considerati i valori riportati nella tabella 3.

5.4. La scelta dei risultati



modellati mediante elementi lineare; le analisi svolte sono considerando agenti i carichi verticali, di risposta.

utilizzato è riportato in figura

sismica della zona

in zona sismica di 2° categoria dal punto di vista geologico, è stata determinata la classe di pericolosità sismica in base alla determinazione dello spettro di risposta in accordo con quanto stabilito dalla normativa.

dell'isolamento alla base e

Fig. 21. Modello unifilare

La struttura a base fissa, potrebbe essere assimilata alla tipologia a pendolo invertito, caratterizzata da rilevanti masse sostenute da elementi con zone dissipative collocate alla base. Le azioni sismiche di progetto previste dalla nuova normativa sismica per questa tipologia sono notevolmente alte, a causa del basso fattore di struttura imposto, pari a $q = 2$, attribuito alle strutture poco dissipative. Essendo il periodo fondamentale di oscillazione della struttura pari a circa 0,30 s l'azione sismica sulla struttura corrisponderebbe ad una accelerazione $\alpha_s = 0,375 \text{ g}$ e quindi forze inerziali sulle lastre-piastre pari almeno a $1,03 \text{ kN/m}^2$.

Per tale ragione sarebbe stato necessario aumentare lo spessore delle lastre-piastre (inizialmente fissato in 11 cm) con ulteriore incremento delle masse e delle azioni sismiche, comportando un processo di incremento di rigidezza, massa e forze inerziali che di fatto avrebbe reso irrealizzabile la struttura.

Inserendo invece un isolamento alla base della struttura il suo periodo fondamentale cresce a quasi 2,00 s. In tal caso, il progetto degli isolatori andrà fatto utilizzando lo spettro di risposta elastico (come indicato nel punto 10.6.1). Per le verifiche allo stato limite ultimo degli elementi strutturali si dovrà utilizzare invece il fattore di struttura determinato, in assenza di indagini specifiche, tramite

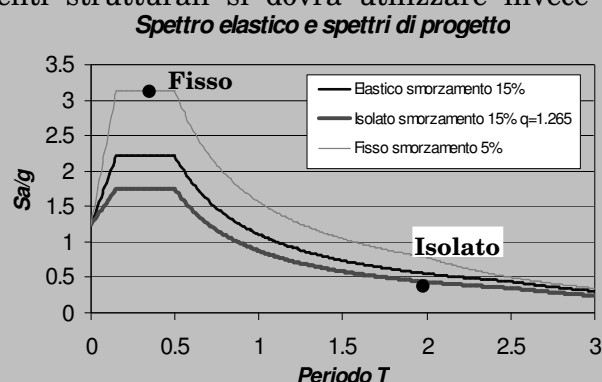


Fig. 22. Spettro elastico e di progetto

l'espressione

$$q = 1.15 \alpha_n / \alpha_1 = 1,265$$

Il rapporto α_n / α_1 è assunto pari a 1,1 in quanto si è in presenza di un edificio monopiano. Gli isolatori, con stati alternati in gomma e in acciaio, presentano uno smorzamento molto elevato; si potrà fare riferimento ad uno spettro di risposta valutato per uno smorzamento $\xi = 15\%$.

Come si può osservare dall'andamento degli spettri di risposta per sistema a base fissa e isolato (Fig. 23), con tale valore del fattore di struttura q l'accelerazione di progetto è pari ad $\alpha_s = 0,11 \text{ g}$ e quindi le forze inerziali sulla lastra-piastra sono pari

a $0,30 \text{ kN/m}^2$. L'allungamento del primo periodo di vibrare, da 0,3 s a base fissa a 2,0 s per il sistema isolato, può pertanto ridurre le accelerazioni spettrali a un punto tale, da rendere le azioni orizzontali d'origine sismica ($0,30 \text{ kN/m}^2$) inferiori alle azioni orizzontali prodotte dal vento ($0,63 \text{ kN/m}^2$).

I risultati dell'analisi della chiesa, a base fissa e tabella 4.

I valori dei periodi e delle strano l'efficacia del sistema della struttura isolata alla giori di quelli della struttura

Tabella 4. Periodi e masse partecipanti

Isolata	$T_1 = 1.99 \text{ s}$	$M_x = 97.0\%$	$M_y = 0.0\%$
	$T_2 = 1.98 \text{ s}$	$M_x = 0.0\%$	$M_y = 99.9\%$
Fissa	$T_1 = 0.30 \text{ s}$	$M_x = 16.4\%$	$M_y = 0.0\%$
	$T_2 = 0.24 \text{ s}$	$M_x = 0.0\%$	$M_y = 4.0\%$
	$T_3 = 0.23 \text{ s}$	$M_x = 3.5\%$	$M_y = 0.0\%$
	$T_4 = 0.20 \text{ s}$	$M_x = 0.0\%$	$M_y = 35.0\%$

dinamica della struttura isolata, sono riassunti nella

masse partecipanti dimo- di isolamento; infatti i periodi base sono notevolmente mag- a base fissa, conseguente-

mente le accelerazioni trasmesse risultano molto ridotte; inoltre, mentre con l'isolamento alla base le masse partecipanti raggiungono quasi il 100% della massa globale con i primi due modi, nella struttura a base fissa le percentuali di massa partecipante per i primi quattro modi sono molto basse.

Dai calcoli effettuati si è ottenuto uno spostamento degli isolatori nello stato di massima deformazione di circa 15 cm. Anche amplificando tale valore del 20%, secondo quanto previsto al punto 10.8.2 dell'ordinanza, non si supera lo spostamento massimo ammissibile per l'isolatore, pari a 20 cm.

La normativa sismica imporrebbe di considerare anche l'effetto dell'eccentricità accidentale, nonché la contemporanea presenza di una aliquota dell'azione sismica nella direzione ortogonale a quella principale. Anche se tali effetti potrebbero comportare nel caso in esame, un incremento del 20-30% delle sollecitazioni da sisma, queste rimarrebbero comunque inferiori a quelle prodotte dal vento. Per tale motivo nel calcolo della chiesa, oltre ai carichi verticali ed al vento, sono state considerate solo le due condizioni sismiche di base (sisma in direzione x e sisma in direzione y , centrati); l'incremento suddetto non comporta sollecitazioni superiori a quelle provocate dal vento.

Infine, l'analisi degli stati tensionali agenti sulla struttura dimostra che, rispetto alle sollecitazioni agenti sulla struttura allo SLU, si ottiene un ulteriore coefficiente di sicurezza almeno pari a due.

Dagli esempi riportati emerge che le maggiori incertezze permangono nella definizione della rigidità del complesso suolo-struttura di fondazione. Si è visto che la rigidità nodale e quella dell'impalcato hanno una influenza molto modesta sul periodo così come la rigidità del materiale. Solo la rigidità del suolo e delle fondazioni possono provocare grosse variazioni del periodo allungandolo e benché questo sia un fatto positivo dal punto di vista delle azioni esterne in quanto si riducono le ordinate spettrali, dall'altro si possono avere facilmente incrementi di spostamenti incompatibili con gli spostamenti massimi consentiti dagli isolatori. Questa è la condizione più pericolosa in quanto il superamento dello spostamento limite può provocare la rottura degli isolatori ma soprattutto un arresto istantaneo della struttura con elevate forze impulsive, una sorta di martellamento al piede della struttura. Si può affermare che per una corretta validazione di edifici isolati, dopo le verifiche ordinarie, si dovrebbe tendere a dimostrare che tutte le incertezze della modellazione che provocano incrementi di periodo, ovvero incrementi di spostamenti siano compatibili con la funzionalità degli isolatori. Inoltre per contenere gli spostamenti potrebbe non essere conveniente scegliere isolatori con smorzamento elevato poiché al crescere di questo crescono anche le proprietà dissipative ma se queste sono troppo elevate ci si sposta verso sistemi di protezione sismica concettualmente diversi. Infine il problema della manutenzione è di semplice attuazione e relativamente economico, con la sostituzione degli isolatori solo dopo 50-60 anni. Inoltre il danneggiamento nullo si può ottenere economicamente solo scollegandosi dal suolo appunto con l'isolamento alla base.