



Università degli Studi dell'Aquila
Facoltà di Ingegneria



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI di LAUREA

Applicazioni dell'isolamento sismico ad un edificio in muratura

Relatore

Prof. Ing. Antonello Salvatori

Studente

Daniele Coronetta

Matricola

201304

A.A. 2010/2011

SOMMARIO

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

5.2.1. Costruzione automatica del telaio equivalente	45
5.2.2. Strutture non regolari	47
5.2.3. Modellazione della struttura	48
5.2.3.1. Materiali	50
5.2.3.2. Solai	51
5.2.3.3. Scale	51
5.2.4. Analisi modale	52
5.3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA CON SAP 2000 vers. 14.0..	53
5.3.1. Materiali	54
5.3.2. Modellazione dei setti e dei cordoli	54
5.3.3. Solai e scale	61
5.3.4. Analisi modale	64
5.4. CONFRONTO TRA LE DUE MODELLAZIONI	64

CAPITOLO 6 - ANALISI PUSHOVER E VERIFICHE GLOBALI DELLA STRUTTURA 66

6.1. BASI DELLA PROCEDURA	67
6.2. DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI E DELLE DEFORMAZIONI	68
6.3. VERIFICHE DI SICUREZZA	74
6.4. ANALISI PUSHOVER DELLA STRUTTURA	77
6.5. CAPACITA' RESISTENTE DELLA STRUTTURA	80

CAPITOLO 7 - INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DELLA STRUTTURA .. 83

7.1. STRATEGIE DI INTERVENTO	84
7.2. RIPRISTINO DELLA STRUTTURA	84
7.2.1. Intervento "Scuci-Cuci"	84
7.2.2. Intervento con fibre composite	86
7.2.2.1. Tecnica dell'intonaco armato	86
7.2.2.2. Vantaggi del sistema	87

7.2.2.3.	Procedura applicativa	87
7.2.2.4.	Scheda tecnica	89
7.3.	REGOLARIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	90
7.4.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA CON 3MURI	92
7.4.1.	Analisi modale	93
7.4.2.	Analisi pushover della struttura	94
7.4.3.	Capacità resistente della struttura	95
 CAPITOLO 8 - FONDAMENTI TEORICI DELL'ISOLAMENTO SISMICO ...		100
8.1.	GENERALITA'	101
8.2.	BASI TEORICHE DELL'ISOLAMENTO SISMICO	107
8.3.	DISPOSITIVI E SISTEMI DI ISOLAMENTO	119
8.3.1.	Sistemi basati su isolatori elastomerici	122
8.3.2.	Sistemi basati su isolatori a scorrimento	127
 CAPITOLO 9 - PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO		
SISMICO		133
9.1.	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	134
9.1.1.	Scelta del periodo e dello smorzamento	135
9.1.2.	Caratteristiche globali del sistema di isolamento	135
9.1.3.	Dimensionamento degli isolatori elastomerici	136
9.1.4.	Distribuzione delle rigidezze degli isolatori	139
9.1.5.	Dimensionamento degli isolatori a scorrimento	143
9.2.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA ISOLATA ALLA BASE	144
9.3.	ANALISI DINAMICA MODALE	147
 CAPITOLO 10 - VERIFICHE DEI DISPOSITIVI E DELLA STRUTTURA		154
10.1.	VERIFICHE	155

10.2.	VERIFICHE DEI DISPOSITIVI	158
10.2.1.	Stato Limite di Danno (SLD)	159
10.2.2.	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)	159
10.2.3.	Stato Limite di Collasso (SLC)	159
10.2.4.	Isolatori elastomerici	160
10.2.5.	Isolatori a scorrimento	162
10.3.	VERIFICA DELLA STRUTTURA	163
10.3.1.	Stato Limite di Danno (SLD)	163
10.3.2.	Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)	165
10.3.2.1.	Verifica a pressoflessione nel piano	165
10.3.2.2.	Verifica a taglio	171
10.4.	VERIFICA DELLA SOTTOSTRUTTURA	175
10.4.1.	Verifica a pressoflessione	176
10.4.2.	Verifica a taglio	177
10.5.	PROCEDURA DI INSERIMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO ALLA BASE	180
10.6.	GIUNTI E CONNESSIONI NON STRUTTURALI	183
10.6.1.	Stato Limite di Danno (SLD)	184
10.6.2.	Stato Limite di Collasso (SLC)	184
CAPITOLO 11 - CONCLUSIONI		186
BIBLIOGRAFIA		188
 ALLEGATI		
TAVOLA 1 - CARPENTERIA DELLE FONDAZIONI E PARTICOLARI DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO		

CAPITOLO 1

GENERALITA'

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

Il presente lavoro affronta lo studio di una struttura in muratura sita nel Comune dell'Aquila danneggiata dal sisma del 6 Aprile 2009, e delle possibili tecniche di intervento al fine del recupero della struttura. In particolare, a causa del grave stato di danneggiamento della struttura, verrà presentata una tecnica di adeguamento sismico che prevede l'isolamento alla base della struttura, previa esecuzione di interventi di tipo ordinario.

Nel capitolo 3 verrà descritta la struttura e saranno analizzati i danni subiti dalla stessa in seguito al sisma. A corredo di tale descrizione sarà presentata anche un'ampia documentazione fotografica.

Nel capitolo 4 saranno definiti i materiali costituenti la struttura, le cui caratteristiche sono determinate attraverso indagini in sito e riferimenti normativi. Verranno inoltre definite le azioni agenti sulla struttura, in modo particolare l'azione sismica.

Nel capitolo 5 verrà presentata la modellazione della struttura, condotta attraverso due distinti software di calcolo (Sap 2000 vers.14 e 3Muri vers. 5.0.200) con relativi confronti tra le due modellazioni, al fine di valutare il comportamento della struttura ed operare un confronto con i danni effettivamente subiti dalla struttura in seguito al sisma.

Nel capitolo 6 verrà presentata l'analisi sismica statica non lineare attraverso la quale verranno eseguite le verifiche globali della struttura, secondo quanto previsto dall'attuale normativa tecnica.

Nel capitolo 7, dopo aver valutato i danni subiti dalla struttura e il deficit della stessa nei confronti di un ulteriore evento sismico, verranno ipotizzate tecniche di intervento tradizionali per far sì che la struttura abbia una risposta migliore nei confronti del sisma di progetto (miglioramento sismico). In particolare si concentrerà l'attenzione sugli interventi di carattere globale piuttosto che su quelli di tipo locale.

Dopo aver determinato il grado di miglioramento e quindi la massima forzante applicabile alla struttura, nel capitolo 9 verrà presentata l'ipotesi di adeguamento sismico attraverso la tecnica dell'isolamento sismico alla base della struttura e la progettazione del sistema stesso.

Nel capitolo 10 saranno presenti le verifiche relative al sistema di isolamento e della sovrastruttura per l'azione sismica prevista dalla normativa.

La trattazione si conclude con il capitolo 11 in cui saranno descritte le conclusioni del lavoro svolto.

CAPITOLO 2

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DELL'ESTRATTO

Il calcolo e le verifiche della struttura e dei dispositivi di isolamento sismico vengono eseguiti attraverso il metodo semiprobabilistico agli stati limite e fanno riferimento ai seguenti testi di normativa:

- ❖ “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 Gennaio 2008);
- ❖ Circolare esplicativa “Applicazione Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” (Circolare Ministeriale 2 Febbraio 2009 n. 617);
- ❖ Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 3274 del 20/03/2003;
- ❖ Ordinanza Presidente Consiglio dei Ministri 3431 del 3/05/2005;
- ❖ Eurocodice 8.

Nel corso della trattazione sono presenti riferimenti a capitoli e paragrafi delle suddette normative.

CAPITOLO 3
DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E
DEI DANNI SUBITI

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, SENZA AUTORIZZAZIONE DEL TESTO

3.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura oggetto di studio, è sita nel Comune de L'Aquila, in Via Sila Persichelli (località San Sisto) ad una quota di 680 m s.l.m. In *fig. 3.1.* è riportato uno stralcio della Mappa Catastale (scala 1:20000) in cui è riportato l'edificio, mentre in *fig. 3.2.* è riportata una foto dell'edificio in cui sono visibili i prospetti.

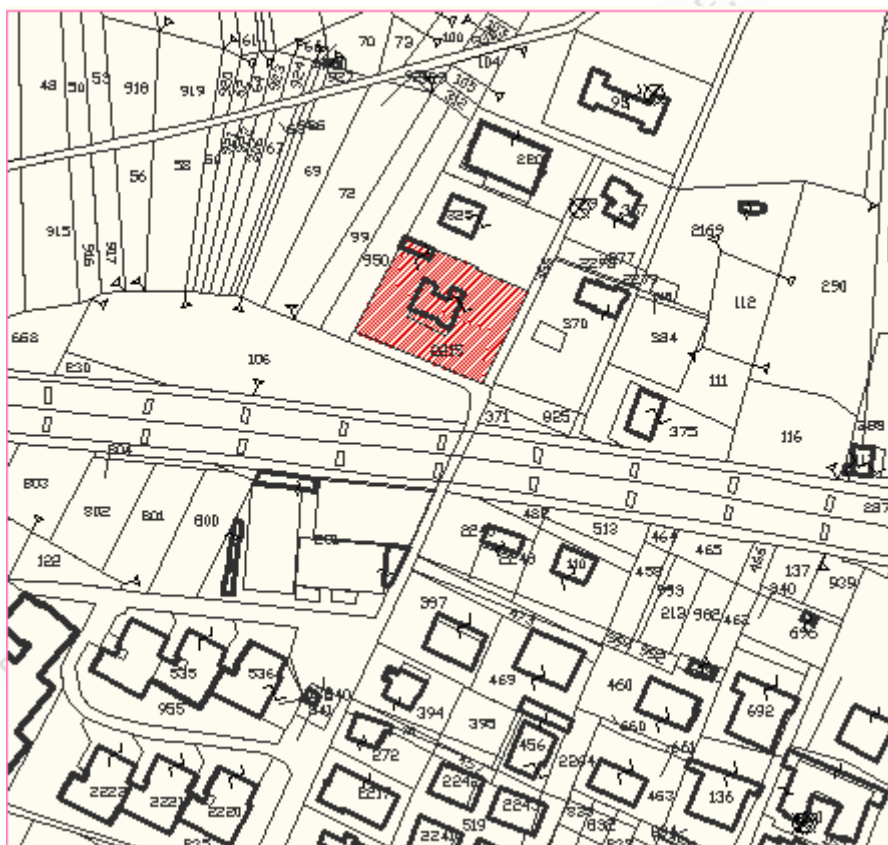
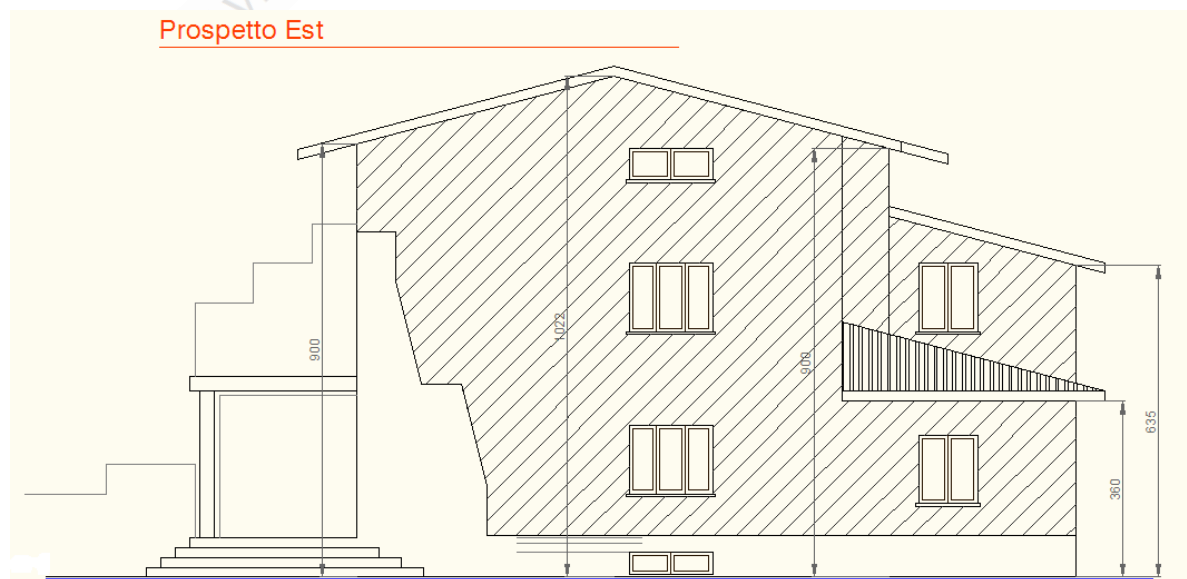


Fig. 3.1. Mappa Catastale, foglio n.69 del Comune di L'Aquila

La struttura, adibita a civile abitazione, risale agli anni '40 del secolo scorso e presenta struttura portante in muratura. Si sviluppa su quattro livelli, dei quali il primo presenta altezza di interpiano pari a 2,40 m mentre i successivi due hanno altezza di interpiano pari a 3,00 m; l'ultimo livello infine presenta altezza al colmo pari a 3,50 m e altezza minima pari a 1,70 m. La prima elevazione risulta interrata e si ha quindi un'altezza complessiva dell'edificio fuori terra pari a 9,50 m. La struttura risulta irregolare sia in pianta che in elevazione (*fig. 3.3.* e *fig. 3.4.*).



Fig. 3.2. Foto dell'edificio oggetto di studio (prospetti Sud ed Ovest).



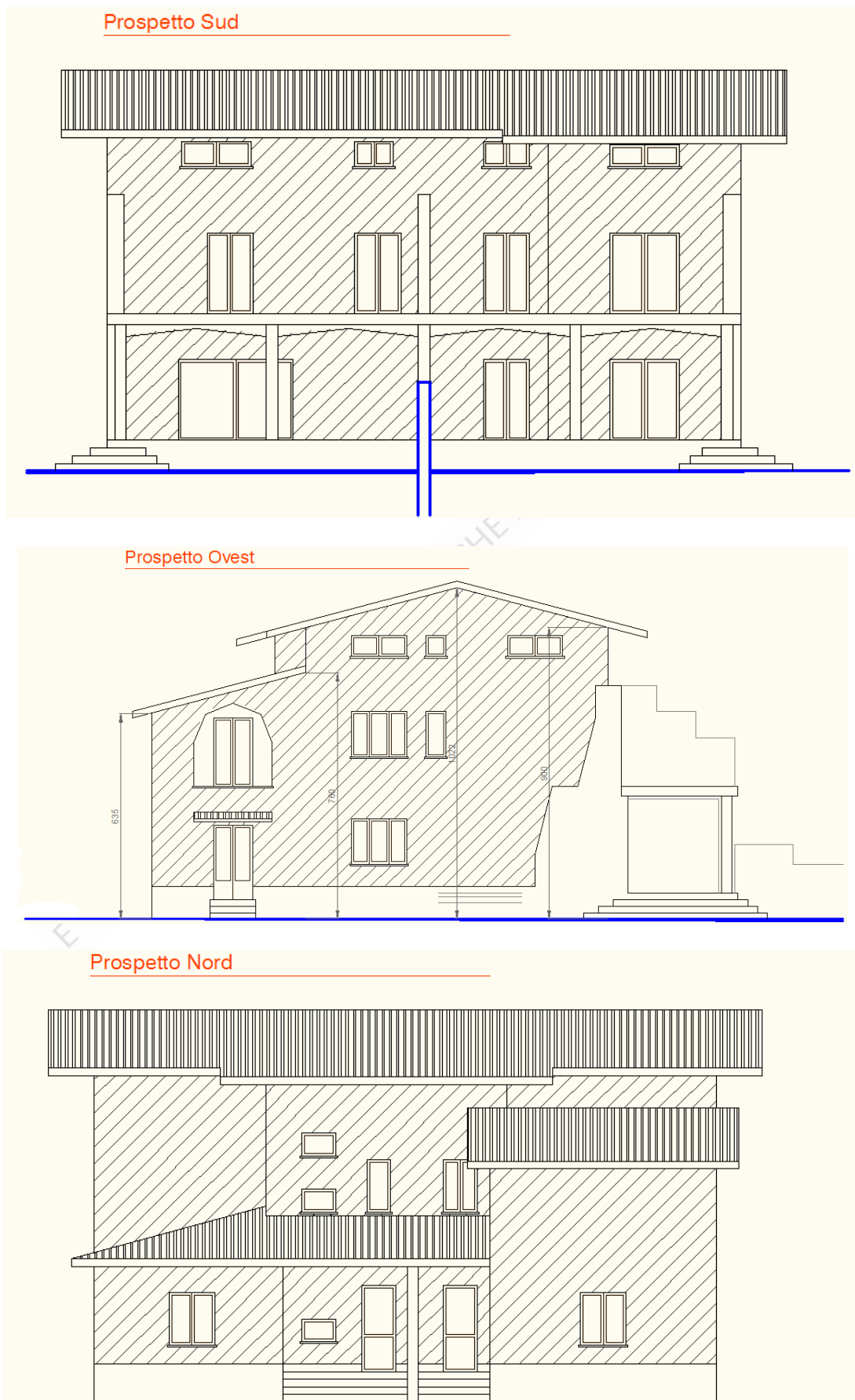


Fig. 3.3. Prospetti dell'edificio oggetto di studio

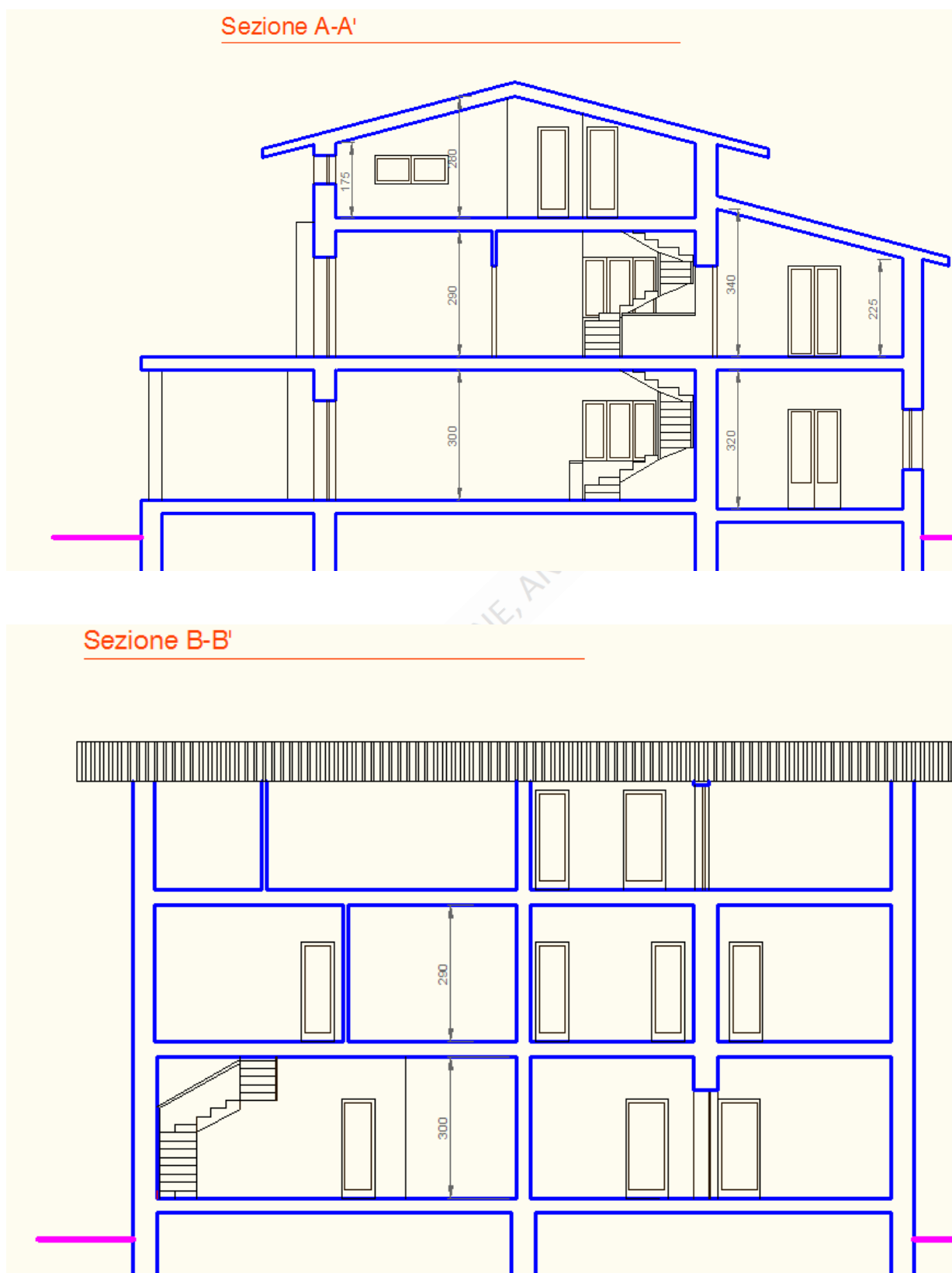
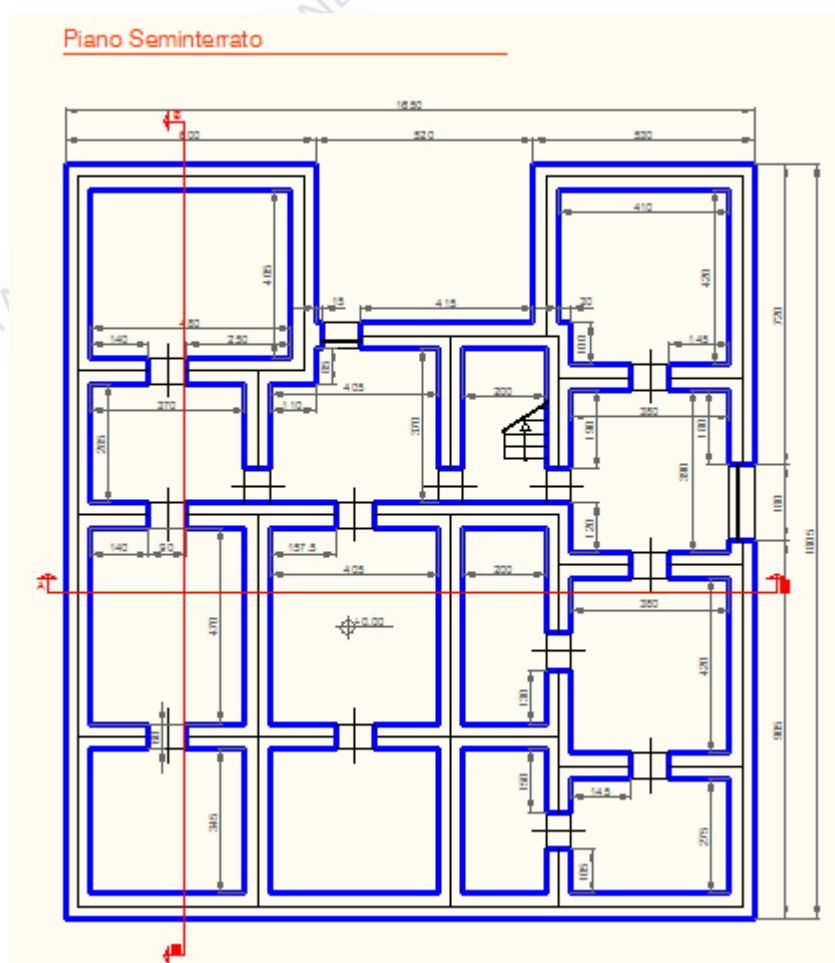
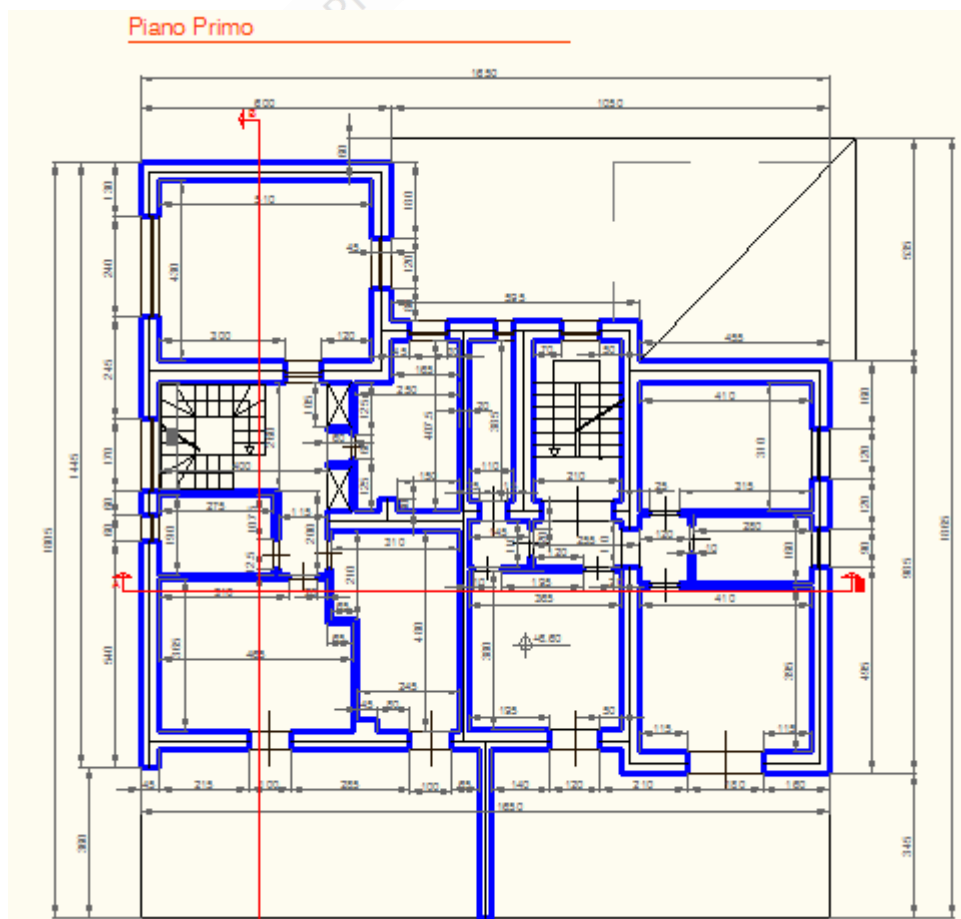
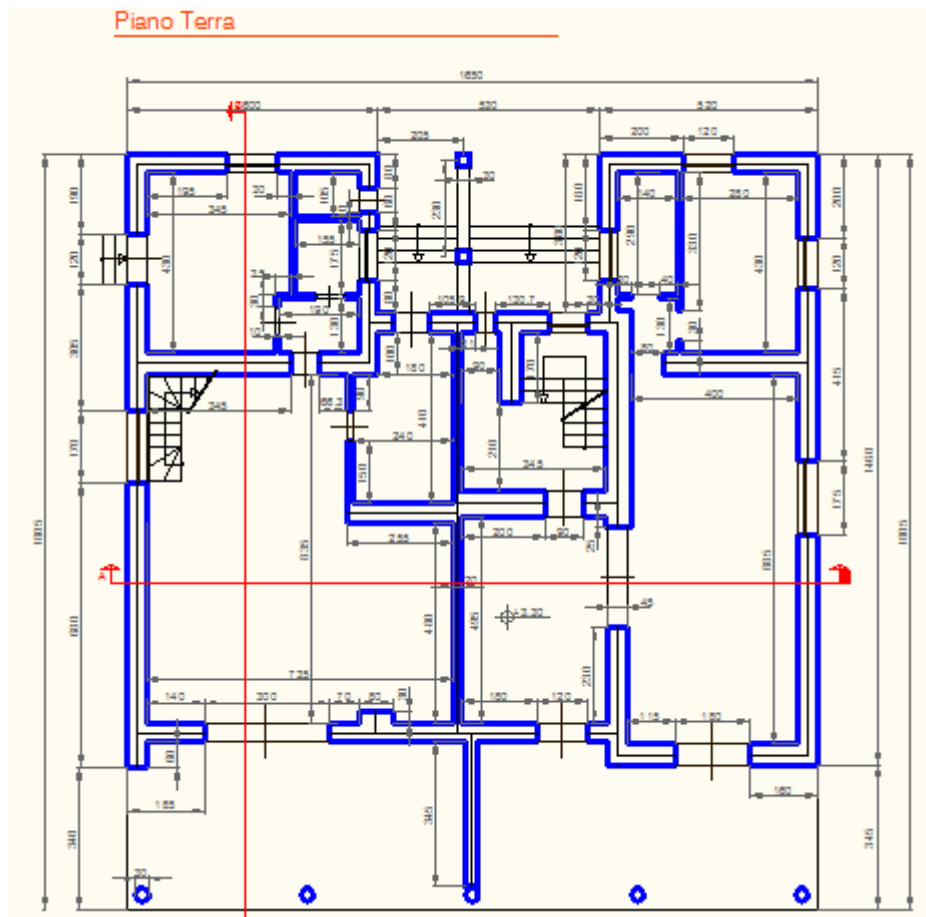


Fig. 3.4. Sezioni dell'edificio oggetto di studio

Dalle indagini in sito che sono state condotte, risulta che la struttura ha subito, nel corso degli anni, una sopraelevazione di un piano. I primi tre livelli sono stati

realizzati in blocchi di pietra squadrati, mentre l'ultimo livello è stato realizzato in mattoni. I primi due solai sono di tipo SAP, mentre l'ultimo, più recente, è di tipo tradizionale in latero-cemento. I setti murari presentano una rastremazione dal basso verso l'alto, con spessori che vanno dai 60 cm per il primo livello, ai 35-45 cm per l'ultimo livello. I setti risultano disposti in modo irregolare, infatti molti setti non risultano continui dalla prima all'ultima elevazione. In particolare, è presente una forte discontinuità tra la prima e la seconda elevazione. Anche le aperture risultano disposte per lo più in modo irregolare (fig. 3.5.).





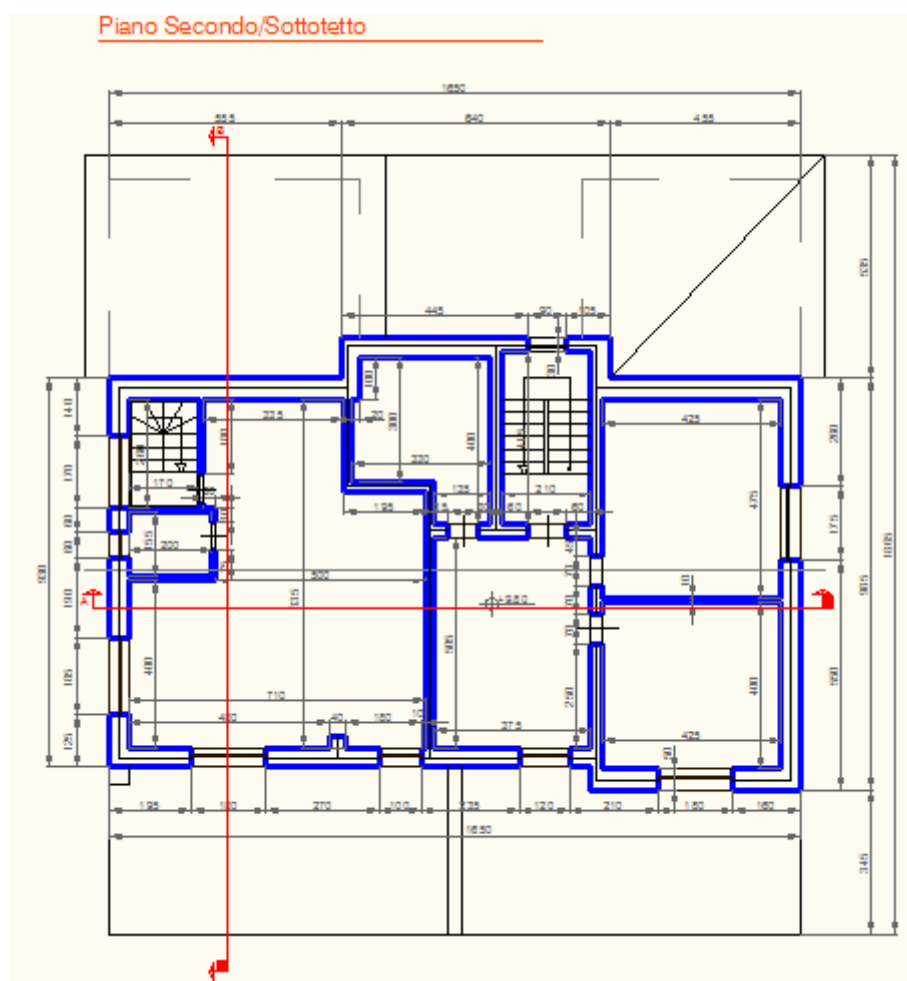


Fig. 3.5. Planimetrie dell'edificio oggetto di studio.

Sono presenti due corpi scala, uno dei quali costituito da due solette rampanti che scaricano su travi a spessore, mentre il secondo è costituito da tre solette rampanti che gravano anche esse su travi a spessore. La copertura è costituita da solai in latero-cemento inclinati ed è disposta su tre diverse quote. Le fondazioni, infine, realizzate in calcestruzzo debolmente armato, presentano dimensioni 80 x 100 cm.

3.2. DESCRIZIONE DEI DANNI SUBITI DALLA STRUTTURA

La struttura ha subito danni molto significativi in seguito all'evento sismico del 6 Aprile 2009, localizzati soprattutto nella seconda, nella terza e nell'ultima elevazione e nella unità abitativa identificata A. Le tipologie di danno risultano molto variegate e si sono attivati meccanismi sia di natura globale che di natura locale. In *fig. 3.5.* è riportata la legenda dei danni e delle indagini eseguite sulla struttura, che verranno poi illustrate separatamente per ogni livello della struttura con l'ausilio delle planimetrie.

DEGRADO E DISSESTO		
		lesione isolata
		lesione a croce
		lesione isolata passante
		lesione a croce passante
		lesioni diffuse passanti o no
		spanciamento del pannello murario fuori dal proprio piano
		proiezione in pianta delle lesioni su volte o archi soprastanti
		elemento danneggiato
		rilevamento dell'ampiezza della lesione e vettore di spostamento relativo tra i cigli di lesione
		rivestimenti e/o pavimenti danneggiati

Fig. 3.5. Legenda dei danni e delle indagini.

3.2.1. PIANO TERRA

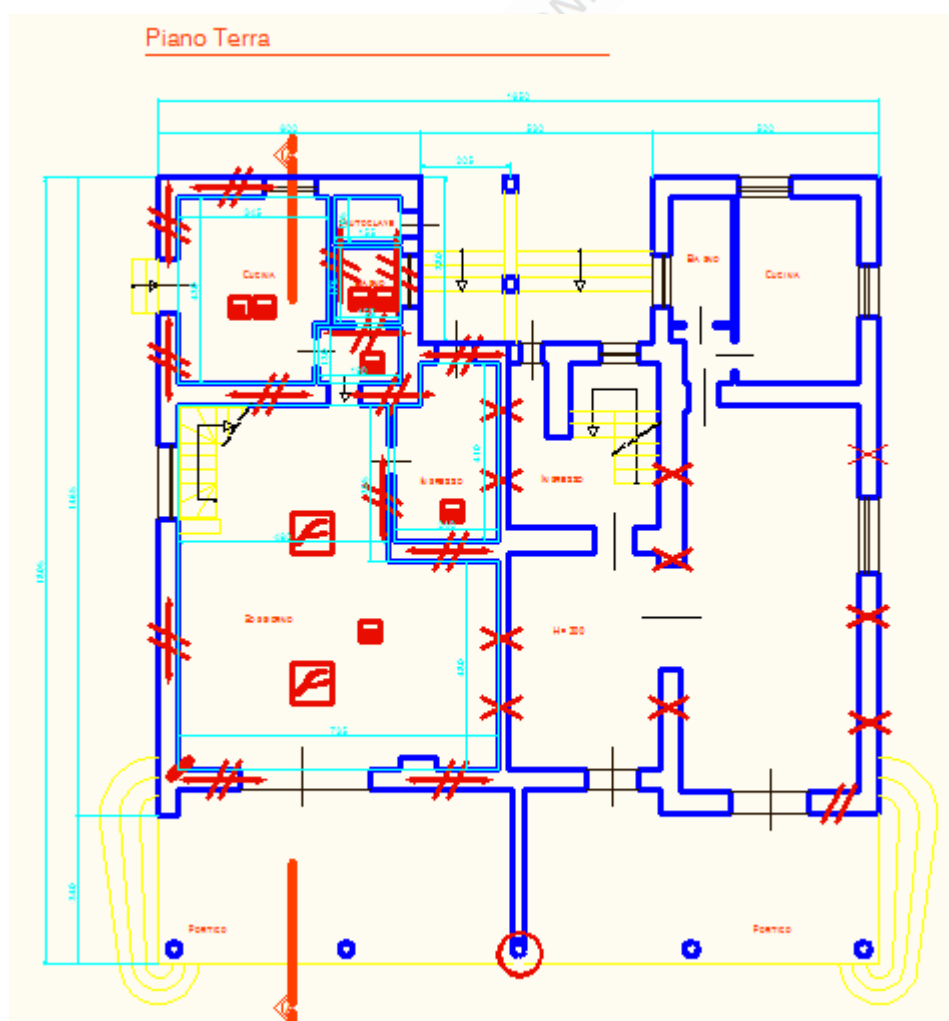


Fig. 3.6. Planimetria del piano terra in cui sono riportati i danni subiti dalla struttura.

Il piano terra risulta essere quello che ha subito danni maggiori in seguito all'evento sismico, come è possibile notare in *fig. 3.6*.

In particolare, risultano danneggiati quasi tutti i setti portanti, con lesioni a croce e lesioni verticali, sempre passanti, segno di collasso a taglio dei setti (*fig. 3.7*). In alcuni casi (*fig. 3.8*) sono presenti lesioni verticali in corrispondenza dell'intersezione di due setti, segno di un cattivo ammorsamento tra le due pareti. Nell'unità abitativa A risultano inoltre danneggiati tutti i rivestimenti e i pavimenti ed è possibile notare lesioni a livello del solaio sovrastante. Inoltre tutte gli architravi risultano lesionati.

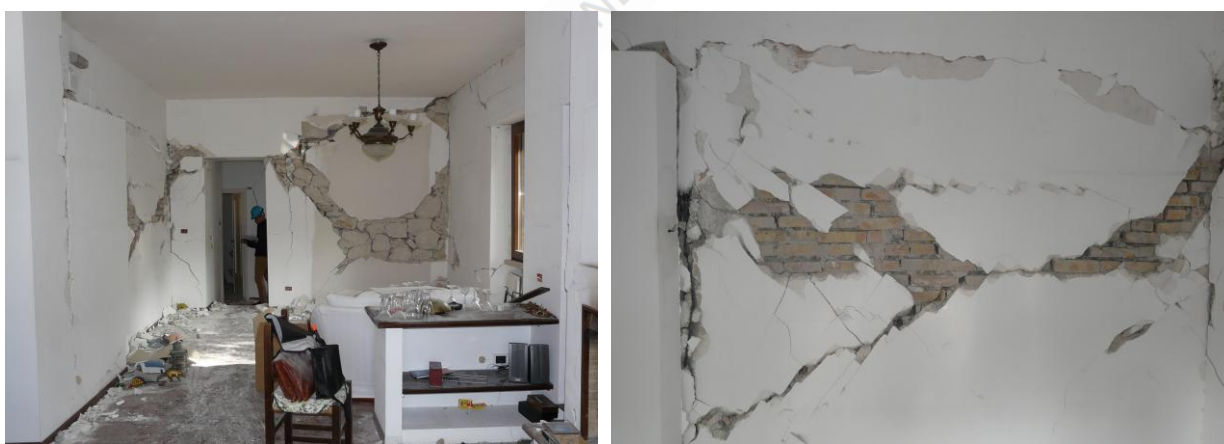


Fig. 3.7. Lesioni a croce passanti.



Fig. 3.8. Lesioni verticali in corrispondenza dei cantonali.

E' rilevabile inoltre un importante cinematismo locale che si è attivato: la parete del prospetto sud ha subito una rotazione di corpo rigido che ha portato anche al distacco di parte del solaio sovrastante (*fig. 3.9*). In *fig. 3.10*, è possibile notare come la rotazione in avanti della parete abbia portato anche al collasso di un pilastro del portico antistante la parete stessa.



Fig. 3.9. Distacco di parte di un solaio.



Fig. 3.10. Danno procurato dalla rotazione della parete del prospetto sud.

3.2.2. PIANO PRIMO

Il primo piano, come il piano sottostante, risulta essere maggiormente danneggiato nell'unità abitativa A (*fig. 3.11.*). Anche in questo caso, sono presenti numerose lesioni a croce e lesioni verticali, per lo più passanti. A differenza della precedente elevazione, sono stati rilevati numerosi spanciamenti di pannelli murari fuori dal proprio piano, soprattutto in corrispondenza dell'intersezione tra i prospetti nord ed ovest della struttura (*fig. 3.12.*).

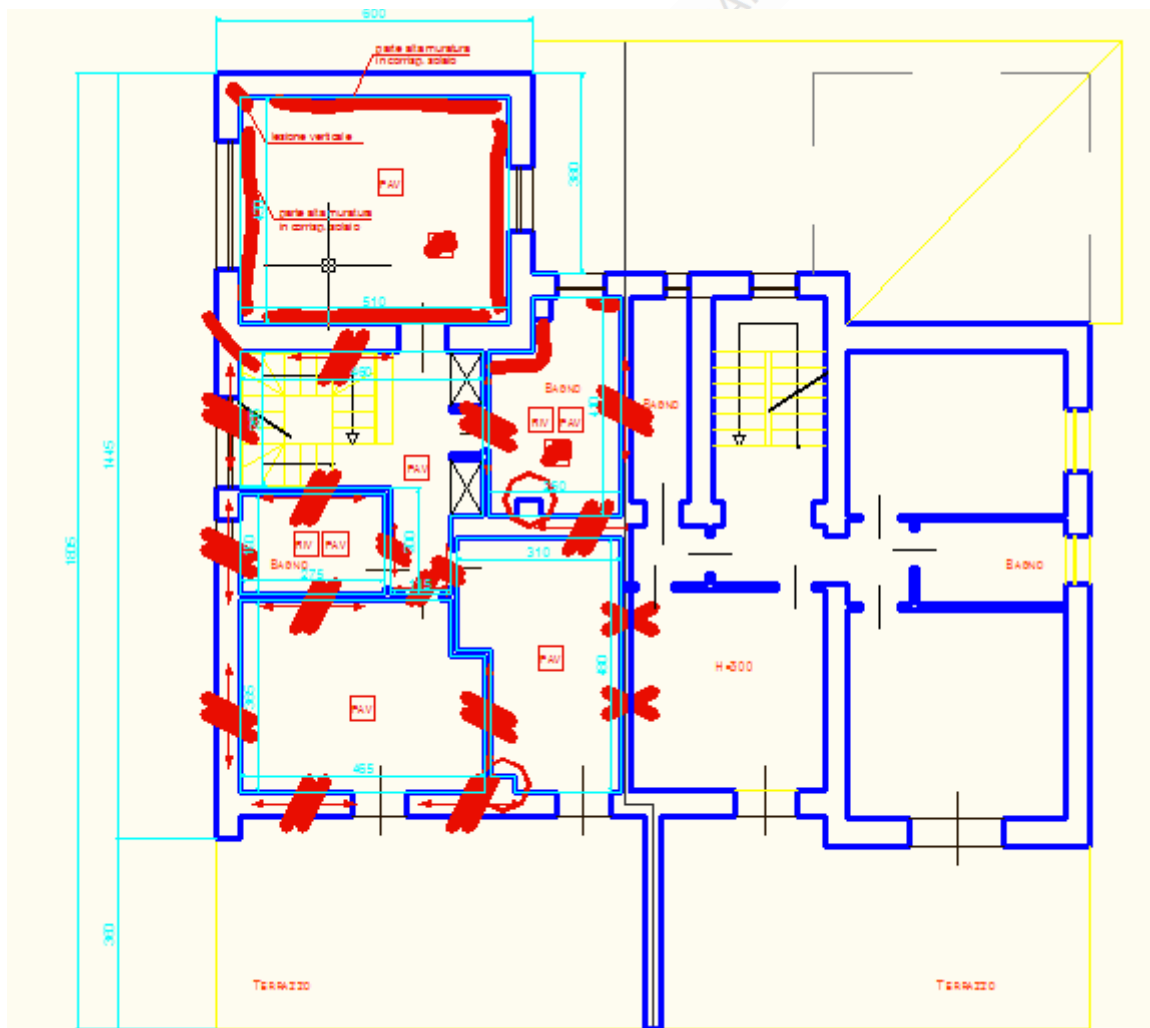


Fig. 3.11. Planimetria del piano primo in cui sono riportati i danni subiti dalla struttura.

Nella stessa zona sono rilevabili lesioni sul solaio sovrastante e risultano danneggiati tutti i rivestimenti ed i pavimenti. Inoltre anche gli architravi risultano pesantemente danneggiati (*fig. 3.13*).



Fig. 3.12. Spanciamenti dei pannelli murari.

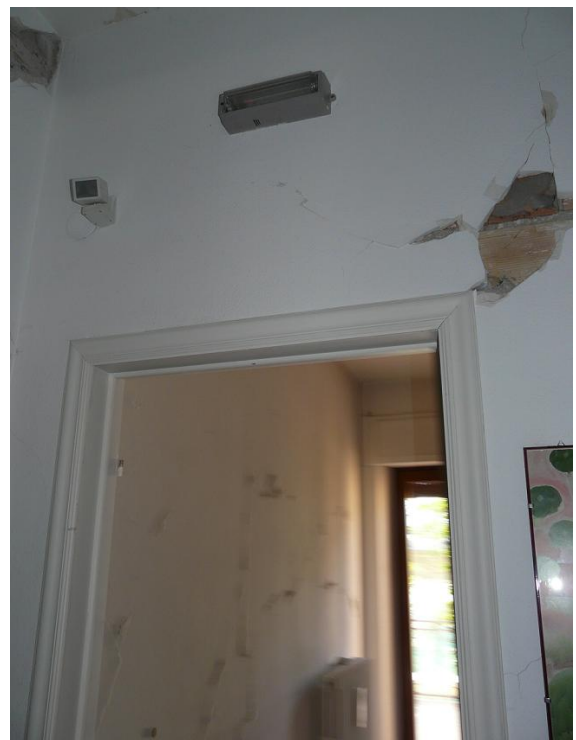


Fig. 3.13. Danneggiamenti agli architravi.

3.2.3. PIANO SECONDO

Il piano secondo presenta un quadro di danno inferiore rispetto ai livelli inferiori con lesioni sui setti murari soprattutto verticali od orizzontali e solo in qualche caso a croce (fig. 3.14.). E' presente un quadro fessurativo decisamente meno significativo rispetto ai livelli sottostanti (fig. 3.15.).

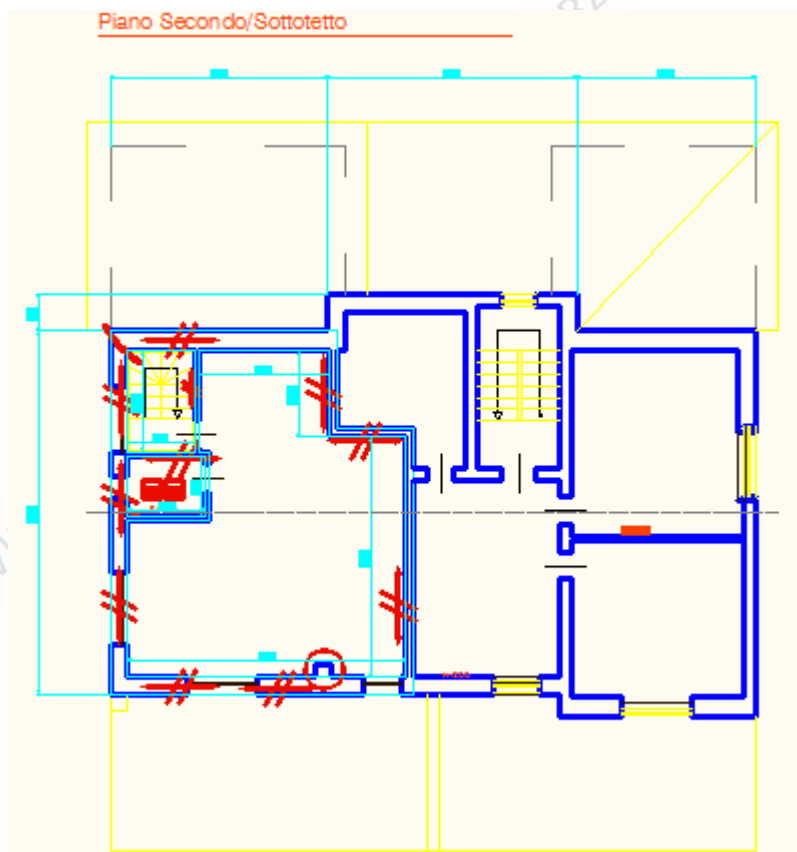


Fig. 3.14. Planimetria del piano secondo in cui sono riportati i danni subiti dalla struttura.



Fig. 3.15. Quadro fessurativo tipico dell'ultima elevazione della struttura.

CAPITOLO 4
DEFINIZIONE DEI MATERIALI STRUTTURALI E
DELLE AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

4.1. DEFINIZIONE DEI MATERIALI STRUTTURALI

4.1.1. MURATURA

Le caratteristiche dei materiali strutturali sono state determinate attraverso indagini in sito secondo quanto previsto dalla Normativa (§ C8A.1.A C.M. 2/2/2009 n.617).

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del conglomerato tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

In particolare per la struttura in esame, per quanto riguarda i **dettagli costruttivi**, sono state condotte indagini classificabili secondo la suddetta normativa come *“Verifiche in situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) a f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio”*.

Per quanto riguarda invece le **proprietà dei materiali**, le indagini condotte possono essere pertanto classificate come: *“Indagini in situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute in letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (Tabella 4.1.). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna trasversale, attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.”*

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tab. 4.1. Tipologie di muratura e intervalli di valori delle relative caratteristiche meccaniche.

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito per quanto riguarda i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali, nel caso oggetto di studio si è acquisito un livello di conoscenza LC1, che si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$. In *tabella 4.2.* è riportata la relazione tra i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tab. 4.2. Determinazione del fattore di confidenza in funzione dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali della muratura.

Per il livello di conoscenza perseguito, i valori medi dei parametri meccanici, possono essere definiti come segue:

- Resistenze: minimi degli intervalli riportati in *Tabella 4.1.* per la tipologia muraria in considerazione;
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella.

In base a quanto visto finora, si determinano le caratteristiche meccaniche dei materiali che costituiscono la struttura portante dell'edificio. Come già accennato, sono state individuate due tipologie murarie:

- muratura in pietre con buona tessitura (relativa alle prime tre elevazioni);
- muratura in blocchi laterizi semipieni (relativa all'ultima elevazione).

In *tabella 4.3.* sono riportate le caratteristiche meccaniche dei due materiali.

	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (kN/m ³)
Muratura in pietre	320	6,3	1740	580	21
Muratura in blocchi laterizi	500	35	5000	2000	12

Tab. 4.3. Caratteristiche meccaniche dei materiali

in cui:

f_m è la resistenza media a compressione della muratura;

τ_0 è la resistenza media a taglio della muratura;

E è il valore medio del modulo di elasticità normale;

G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale;

w è il peso specifico medio della muratura.

4.1.2. CALCESTRUZZO ARMATO

Per quanto riguarda i cordoli, le strutture di fondazione e le solette rampanti, esse risultano realizzate in calcestruzzo armato. Anche in questo caso, secondo quanto previsto dalla Normativa (*tabella 4.4.*), si è perseguito un livello di conoscenza LC1 (conoscenza limitata). Dalle prove condotte, si possono assumere per il calcestruzzo e l'acciaio le seguenti caratteristiche meccaniche:

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tab. 4.4. Determinazione del fattore di confidenza in funzione dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali degli elementi in calcestruzzo armato.

Conglomerato cementizio:

- Classe di resistenza: C20/25
- Peso specifico: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 20,75 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 11,75 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a trazione semplice: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,26 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a trazione semplice: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,59 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,06 \text{ N/mm}^2$$

- Resistenza media a compressione cilindrica: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28,75 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_{cm} = 22\,000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} = 30\,200 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson (o di contrazione laterale): $\nu = 0,2$
- Coefficiente di dilatazione termica: $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Acciaio:

- Barre lisce FeB44K
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 374 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico: $E_s = 206\,000 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4,03 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c = f_{bk}/1,5 = 2,68 \text{ N/mm}^2$

4.2. CARICHI ED AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

L'analisi dei carichi è stata svolta con riferimento alle indicazioni relative ai carichi permanenti (strutturali e non) e variabili agenti sui solai (§ 3.1. delle NTC 2008):

4.2.1. SOLAI

I solai, come precedentemente accennato, sono di due diverse tipologie: per i primi tre livelli sono di tipo SAP, mentre per l'ultimo livello sono di tipo tradizionale in latero-cemento.

La prima tipologia è costituita da travetti prefabbricati aventi interasse pari a 20 cm ed elementi di alleggerimento forati (pignatte), armati inferiormente con 3 barre in tondo liscio $\Phi 10$ e superiormente con 2 barre in tondo liscio $\Phi 10$. L'altezza del solaio è pari a 16 cm più una soletta gettata in opera di spessore pari a 4 cm (Fig. 4.1.).

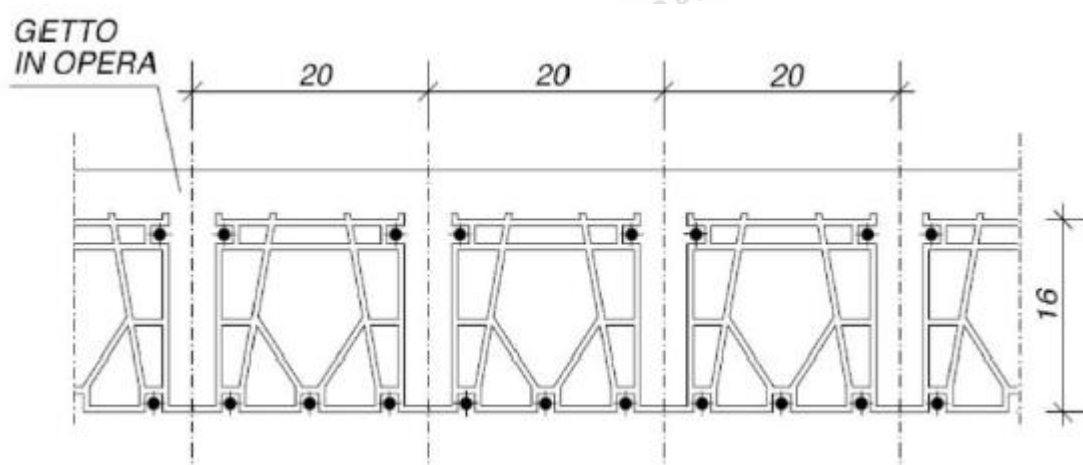


Fig. 4.1. Sezione solaio tipo SAP

La seconda tipologia di solaio è costituita da travetti armati con 2 $\Phi 12$ inferiormente e con monconi $\Phi 12$ superiormente, gettati in opera aventi interasse pari a 50 cm e larghezza pari a 12 cm. Tra i travetti sono presenti elementi di alleggerimento (pignatte) aventi larghezza pari a 38 cm. Nella caldana superiore, di spessore $s = 4$ cm, è annegata una maglia elettrosaldata di $\Phi 6/20 \times 20$ con funzione di ripartizione dei carichi (Fig. 4.2.).

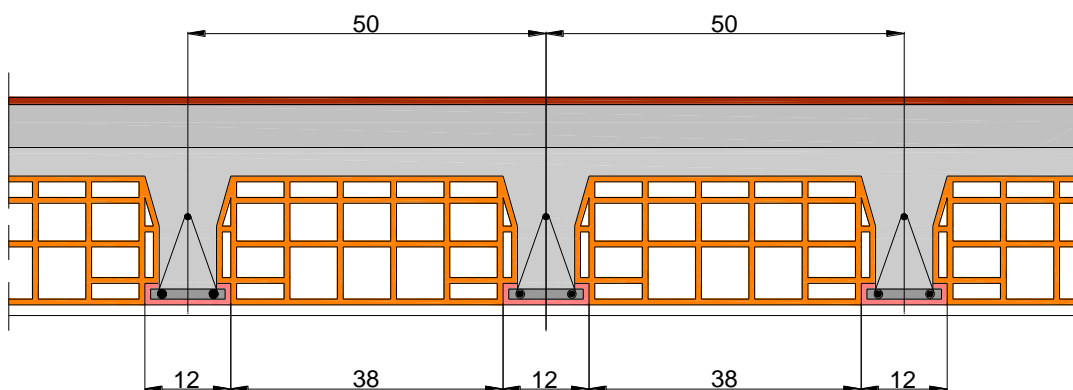


Fig. 4.2. Sezione solaio tipo tradizionale

4.2.1.1. CARICO NEVE

In base a quanto specificato nel § 3.4. delle NTC2008, il carico provocato dalla neve sulle coperture si valuta mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²],
per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Il valore di questo parametro è legato ad una zonazione che vede L'Aquila in zona III. Nella zona III, per una quota a_s superiore a 200 m s.l.m. (la quota di riferimento dell'abitato è di 680 m s.l.m.) la relazione per q_{sk} è la seguente:

$$q_{sk} = 0,51 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 0,51 \left[1 + \left(\frac{680}{481} \right)^2 \right] = 1,53 \text{ kN/m}^2$$

Non essendo presenti particolari condizioni per il caso specifico, sia il coefficiente di esposizione C_E , sia il coefficiente termico C_t vengono assunti unitari; il coefficiente di forma μ_i è funzione dell'inclinazione delle falde e per inclinazione delle falde $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ è assunto costante e pari a 0,8. Si ottiene, pertanto, un carico neve sulla copertura pari a:

$$q_s = 1,22 \text{ kN/m}^2$$

4.2.1.2. ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi viene effettuata con riferimento a 1 m^2 di solaio: nel solaio in latero-cemento in 1 m^2 sono presenti 2 travetti e 8 pignatte, nel solaio di tipo SAP nella stessa superficie sono presenti 5 travetti e 20 pignatte.

- **Solaio in latero-cemento del piano tipo $H = 24 \text{ cm}$**

Elemento	Peso [kN/m^2]
soletta in c.a. (spessore 4 cm)	$0,04 \cdot 25 = 1,00$
travetti in c.a.	$2 \cdot (0,12 \cdot 0,20) \cdot 25 = 1,20$
pignatte $20 \times 38 \times 25$	$8 \cdot 0,096 = 0,76$
Totale permanente strutturale	$G_1 = 2,96$
intonaco di calce ($1,5 \text{ cm}$)	$= 0,30$
massetto e pavimento	$= 1,80$
incidenza tramezzi	$= 0,40$
Totale permanente non strutturale	$G_2 = 2,50$
Carico variabile	$Q_k = 2,00$ (locali abitazione)

- **Solaio tipo SAP del piano tipo $H = 20 \text{ cm}$**

Elemento	Peso [kN/m^2]
soletta in c.a. (spessore 4 cm)	$0,04 \cdot 25 = 1,00$
travetti in calcestruzzo	$5 \cdot (0,04 \cdot 0,16) \cdot 25 = 0,80$
pignatte $16 \times 16 \times 25$	$20 \cdot 0,065 = 1,30$
Totale permanente strutturale	$G_1 = 3,10$
intonaco di calce ($1,5 \text{ cm}$)	$= 0,30$
massetto e pavimento	$= 1,80$
incidenza tramezzi	$= 0,40$
Totale permanente non strutturale	$G_2 = 2,50$
Carico variabile	$Q_k = 2,00$ (locali abitazione)

- **Solaio di copertura $H = 20 \text{ cm}$** (pendenza: $19^\circ = 0,33 \text{ rad}$)

<i>Elemento</i>	<i>Peso [kN/m^2]</i>
soletta in c.a. (spessore 4 cm)	$0,04 \cdot 25 / \cos 19^\circ = 1,06$
travetti in c.a.	$2 \cdot (0,10 \cdot 0,16) \cdot 25 / \cos 19^\circ = 0,85$
pignatte $16 \times 40 \times 25$	$2 \cdot (0,40 \cdot 0,16) \cdot 8 / \cos 19^\circ = 1,09$
Totale permanente strutturale	$G_1 = 3,00^*$
massetto e coppi	$1,50 / \cos 19^\circ = 1,88$
intonaco di calce ($1,5 \text{ cm}$)	$0,30 / \cos 19^\circ = 0,32$
Totale permanente non strutturale	$G_2 = 2,20^*$
Carico neve	$Q_k = 1,22^*$

* carico riferito alla proiezione orizzontale.

4.2.2. AZIONE SISMICA

L'azione sismica viene definita in base al § 3.2 delle NTC 2008 ed è legata alla pericolosità di base del sito in esame. Gli spettri di progetto ai diversi Stati Limite sono definiti a partire dallo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

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

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

I tre parametri caratteristici che definiscono la forma spettrale dell'azione sismica sono a_g , F_0 e T_C^* , funzione delle coordinate del sito in cui sorge la costruzione. Nel caso specifico, le coordinate del sito ($42,366 \text{ N}$ e $13,394 \text{ E}$) determinano i parametri riportati in Tabella 4.1. Tali valori dei parametri si riferiscono al periodo di ritorno T_R corrispondente alla classe d'uso II ($c_U = 1,0$) e ad una vita nominale $V_N = 50$ anni.

Sulla base delle indagini geotecniche effettuate per determinare il profilo stratigrafico e le principali caratteristiche del suolo del sito della costruzione, si è assunto lo spettro di risposta corrispondente al suolo di tipo B e alla categoria topografica $T1$. Le componenti orizzontali dell'azione sono caratterizzate, quindi, dai parametri riportati in *tab. 4.5*.

Gli spettri di progetto $S_d(T)$ relativi ai diversi Stati Limite SLO, SLD, SLV e SLC, da utilizzare come componenti orizzontali dell'azione, sono definiti a partire dagli spettri elastici corrispondenti.

Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S
SLO	30	0,079	2,399	0,272	0,129	0,388	1,916	1,200
SLD	50	0,104	2,332	0,281	0,133	0,399	2,017	1,200
SLV	475	0,261	2,364	0,347	0,157	0,471	2,643	1,154
SLC	975	0,334	2,400	0,364	0,163	0,490	2,936	1,079

Tab. 4.5. Parametri legati alla pericolosità sismica del sito.

4.2.3. COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON ALTRE AZIONI

Le analisi di progetto e le successive verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) o di Esercizio (SLE) vengono effettuate combinando gli effetti dell'azione sismica con le altre azioni, mediante la seguente formula di combinazione:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

essendo:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{kj} valore caratteristico dell'azione variabile Q_j ;
- ψ_{2j} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_j .

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono definiti in funzione della destinazione d'uso e tengono conto della probabilità che durante l'evento sismico i carichi variabili non siano interamente presenti.

Le masse da prendere in considerazione nell'analisi della struttura sono quelle associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Le masse legate ai carichi gravitazionali variabili sono, dunque, ottenute mediante i coefficienti riassunti in *tab. 4.6*. Con tali coefficienti si ottengono le masse riportate in *tab. 4.7*.

Carichi variabili	Ψ_{2j}
Ambienti ad uso residenziale	0,3
Ambienti suscettibili di affollamento (scale)	0,6
Coperture, vento, variazione termica e neve (≤ 1000 m s.l.m.)	0,0

Tab. 4.6. Coefficienti di combinazione dei carichi variabili.

Piano	Peso W [kN]	Massa W/g [t]
sottostruttura	368,7	37,6
base	2391,1	243,6
I piano	2528,3	257,6
II piano	2491,6	253,8
III piano	2464,2	251,0
sottotetto	1817,6	185,2
copertura	693,9	70,7
Totale	12755,4	1299,4

Tab. 4.7. Valori dei pesi e delle masse.

CAPITOLO 5

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DELL'ES

5.1. MODELLAZIONE ATTRAVERSO IL TELAIO EQUIVALENTE

La modellazione e lo studio della struttura avviene attraverso due distinti software di calcolo: il *SAP 2000 vers. 14* e il *3Muri vers. 5.0.200*. In entrambi i casi la struttura viene modellata attraverso il telaio equivalente e si considera incastrata alla base trascurando l'interazione che questa ha con il terreno.

5.1.1. MODELLAZIONE

I meccanismi di danno osservati negli edifici possono essere suddivisi in due categorie a seconda del tipo di risposta delle pareti e del loro mutuo grado di connessione: i cosiddetti meccanismi di primo modo, in cui sono coinvolte pareti o porzioni di esse sollecitate ortogonalmente al proprio piano, e di secondo modo in cui la parete risponde all'azione sismica nel proprio piano.

Operazione preliminare al fine di una corretta simulazione è la comprensione e l'identificazione della struttura resistente ai carichi verticali ed orizzontali all'interno della costruzione in muratura: tali elementi tipicamente sono costituiti dalle pareti e dagli orizzontamenti. Alle pareti si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; agli orizzontamenti (solai, volte, coperture) invece si riconosce il ruolo di riportare alle pareti i carichi gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

Nei riguardi delle azioni orizzontali la modellazione adottata trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano, data la notevole flessibilità. I meccanismi di collasso fuori piano non sono quindi modellati, ma questo, tuttavia, non rappresenta un limite in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti di cui, con opportuni accorgimenti ed interventi puntuali, si può limitare decisamente l'insorgenza. Analogamente non viene simulata la risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale; i carichi sui solai sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza. Il solaio contribuisce invece come lastra dotata di opportuna rigidezza di piano.

5.1.2. MODELLAZIONE DELLA PARETE

Divisa la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento e che vengono modellate con macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli

murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x , u_z e rot_y) e due gradi di libertà aggiuntivi interni. Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerati come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x, z) nel piano della parete e dalla quota z corrispondente a quella degli orizzontamenti; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente u_x , u_z e rot_y (nodi bidimensionali). Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano (Fig. 5.1.).

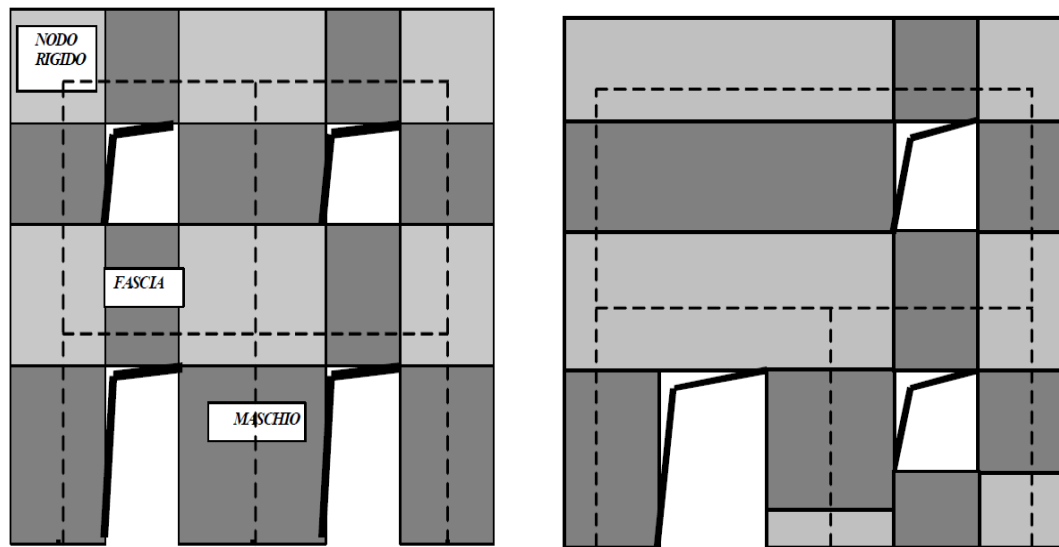


Fig. 5.1. Schematizzazione a telaio equivalente

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi: considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi potrebbero non coincidere con il nodo, nei blocchi rigidi si potrà quindi verificare un'eccentricità tra il nodo del modello e quello dell'elemento deformabile. Questa operazione viene effettuata applicando una opportuna matrice di estremo rigido alla matrice delle rigidezze dell'elemento medesimo (Fig. 5.2.).

La modellazione strutturale richiede inoltre la possibilità di inserire travi ovvero prismi elastici a sezione costante, individuati nel piano dalla posizione di due nodi di estremità. Noti la lunghezza (dimensione prevalente), l'area, il momento di inerzia ed il modulo elastico è possibile ricostruire la matrice di rigidezza (applicando le regole del legame elastico) e, assumendo, che permangono indefinitamente in campo elastico, si applicano le consuete formulazioni del legame elastico.

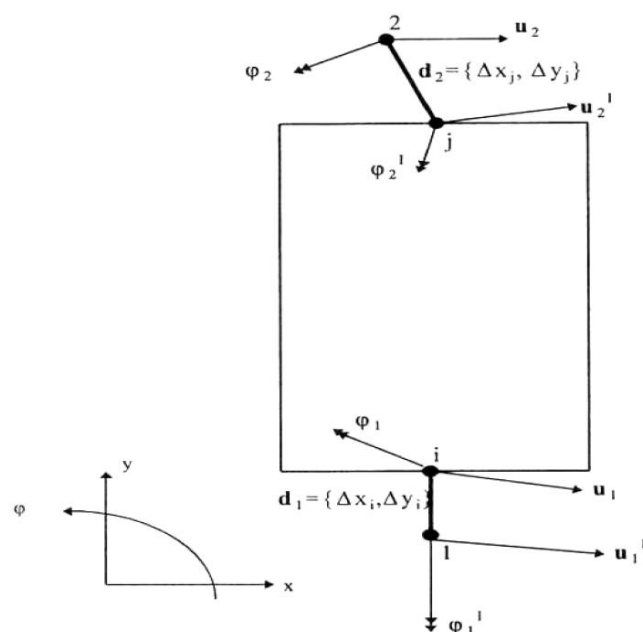


Fig. 5.2. Schematizzazione degli estremi rigidi del macroelemento

5.1.3. MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE

Nella modellazione spaziale le pareti costituiscono degli elementi resistenti, nei riguardi dei carichi sia verticali, sia orizzontali; gli orizzontamenti (solai, volte, coperture) invece riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane: le pareti e gli orizzontamenti, entrambi privi di rigidità flessionale fuori piano.

Il modello dell'edificio assume globalmente masse e rigidità su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli g.d.l. nel piano (nodi bidimensionali). In questo modo si può pervenire ad un modello strutturale essenziale senza gravarlo del calcolo della risposta fuori piano locale, che può comunque essere verificata a posteriori.

Stabilito un riferimento globale unico per il modello dell'edificio, vengono introdotti i riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la traccia in pianta della generica parete i attraverso le coordinate di un punto, l'origine del riferimento globale $O_i (x_i, y_i, z_i)$, rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale (X, Y, Z) , e l'angolo θ_i calcolato rispetto all'asse X (Fig. 5.3.).

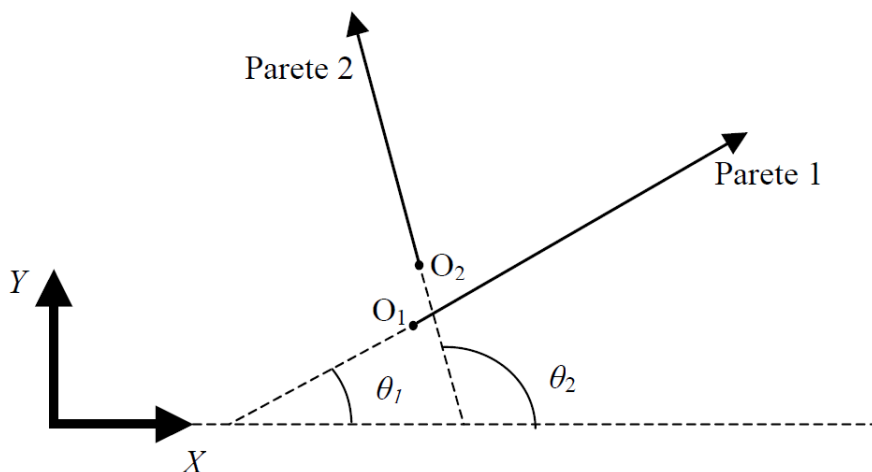


Fig. 5.3. Individuazione in pianta della traccia delle pareti

Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano.

I macroelementi, così come gli elementi trave e catena, mantengono il comportamento nel piano e non necessitano di essere riformulati.

I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano del riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali). Questi nodi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidezza flessionale delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale Z in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidezza rotazionale locale. I nodi rigidi tridimensionali, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, ottenuti come assemblaggio di virtuali nodi rigidi bidimensionali individuati in ciascuna delle pareti incidenti. Essi hanno componenti di spostamento generalizzato secondo 5 gradi di libertà: 3 spostamenti u_x , u_y e u_z , e 2 rotazioni θ_x e θ_y . Le relazioni tra le 5 componenti di spostamento e rotazione del nodo tridimensionale e le 3 del nodo bidimensionale fittizio, appartenente alla singola parete, sono perciò date dalle:

$$\begin{cases} u = u_x \cdot \cos \theta + u_y \cdot \sin \theta \\ w = u_z \\ \varphi = \varphi_x \cdot \sin \theta - \varphi_y \cdot \cos \theta \end{cases}$$

in cui con u , w e φ si sono indicate le 3 componenti di spostamento secondo i gradi di libertà del nodo fittizio appartenente alla generica parete orientata in pianta secondo un angolo θ . Analogamente anche le forze applicate ai nodi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate, così, ai macroelementi nel loro piano di resistenza (Fig. 5.4).

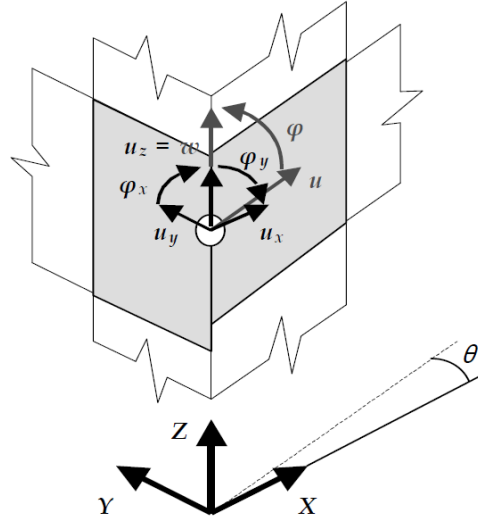


Fig. 5.4. Gradi di libertà del nodo tridimensionale.

Le forze reattive trasmesse dai macroelementi appartenenti alle singole pareti ai nodi fittizi bidimensionali vengono riportate nel riferimento globale in base alle:

$$\begin{cases} F_x = F_h^1 \cdot \cos \theta_1 + F_h^2 \cdot \cos \theta_2 \\ F_y = F_h^1 \cdot \sin \theta_1 + F_h^2 \cdot \sin \theta_2 \\ F_z = F_v^1 + F_v^2 \\ M_x = M^1 \cdot \sin \theta_1 + M^2 \cdot \sin \theta_2 \\ M_y = -M^1 \cdot \cos \theta_1 - M^2 \cdot \cos \theta_2 \end{cases}$$

in cui come riportato in *fig. 5.5*, i termini con apice 1 e 2 fanno riferimento rispettivamente ai termini di forza corrispondenti ai nodi individuati nelle pareti 1 e 2 cui il nodo tridimensionale appartiene.

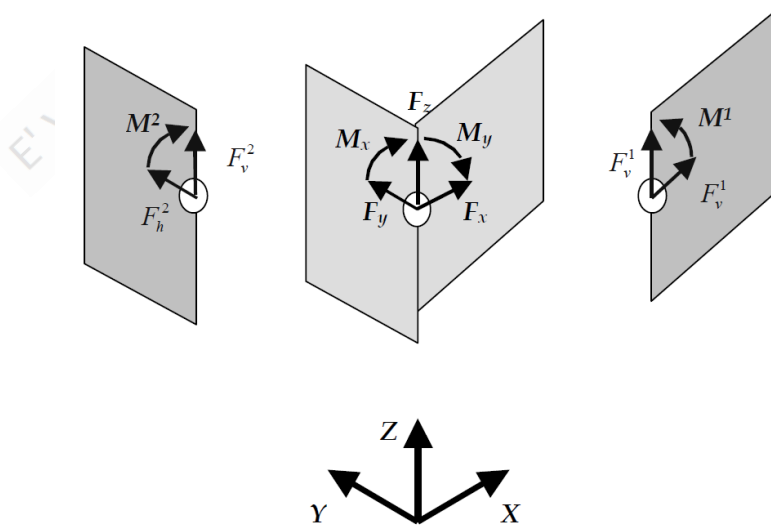


Fig. 5.5. Forze sul nodo a 5 g.d.l. e sui corrispondenti nodi virtuali a 3 g.d.l.

La modellazione della parete può così avvenire nel piano, recuperando quanto descritto precedentemente. I nodi che appartengono ad una sola parete rimangono bidimensionali, ovvero mantengono solo 3 gradi di libertà anziché 5.

I solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 o 4 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti u_x e u_y), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 . E_2 è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ il modulo di elasticità tangenziale. E_1 e E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{2,1}$ rappresenta invece la rigidezza a taglio dei solai nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

E' possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, giacché esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale. L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano, in stato piano di tensione, a tre nodi (Fig. 5.6.)

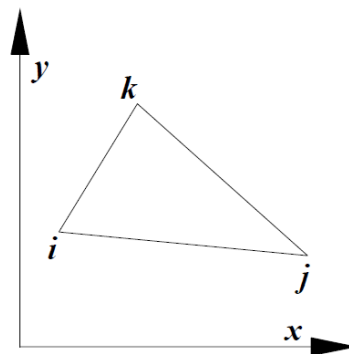


Fig. 5.6. Elemento finito piano a tre nodi.

L'elemento a quattro nodi è ottenuto come media del contributo delle due coppie di elementi a tre nodi secondo cui è possibile suddividere il quadrilatero. In tal modo è possibile modellare con un unico elemento campiture di solaio di forma quadrilatera irregolare, con generica direzione di orditura (Fig. 5.7.).

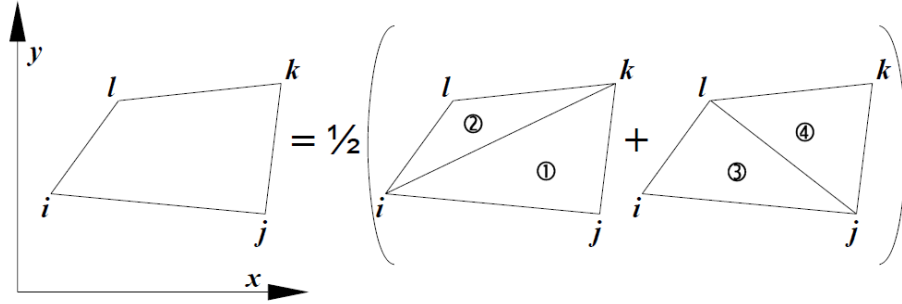


Fig. 5.7. Elemento finito piano a quattro nodi.

La matrice di rigidezza coinvolge, ovviamente, i soli nodi tridimensionali di incidenza del solaio, mentre il contributo dei carichi verticali, propri o portati, viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti i nodi, anche a quelli a 3 g.d.l., appartenenti alle pareti di incidenza alla quota del piano del solaio; tale massa aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun nodo, tenendo conto della direzione di orditura del solaio.

Si è reso necessario, a causa delle ipotesi semplificative illustrate in precedenza, costruire una nuova matrice di inerzia in cui i contributi alla massa dei nodi a tre gradi di libertà in direzione ortogonale alle pareti di appartenenza siano riportati ai nodi a cinque gradi di libertà.

La costruzione della matrice d'inerzia inizia dall'assemblaggio di quelle delle singole pareti e tiene conto della massa (propria e portata) trasferita dai solai, coerentemente con il proprio verso di orditura, ai nodi (bi o tridimensionali) con un'eventuale eccentricità orizzontale nel piano della parete. Anche la massa dei nodi e la quota parte di massa degli elementi incidenti può presentare, nel piano della parete, eccentricità verticali ed orizzontali (il baricentro del nodo potrebbe non coincidere con il punto geometrico di definizione e la porzione di massa trasferita al nodo dal macroelemento sarà generalmente eccentrica).

Poiché i nodi bidimensionali sono privi di gradi di libertà ortogonali al piano della parete di appartenenza, nel calcolo delle masse è trasferita la quota di massa nodale, in tale direzione, ai nodi tridimensionali vicini, in proporzione alla mutua distanza ed in modo che la massa complessiva del sistema nelle direzioni X e Y sia coerente. Nel modello sono cioè considerate due distinte masse nodali nelle due direzioni orizzontali per i nodi tridimensionali. Con riferimento alla *fig. 5.8.*, i termini di massa nodale del nodo J si ottengono dalle seguenti relazioni:

$$\begin{cases} M_x^J = M_x^I + m \cdot (1 - |\cos \alpha|) \cdot \frac{l-x}{l} \\ M_y^J = M_y^I + m \cdot (1 - |\sin \alpha|) \cdot \frac{l-x}{l} \end{cases}$$

Questa soluzione ha permesso così di implementare analisi statiche con componenti di accelerazione nelle tre direzioni principali ed analisi dinamiche al passo anch'esse con la possibilità di specificare contemporaneamente tre componenti di input nelle tre direzioni.

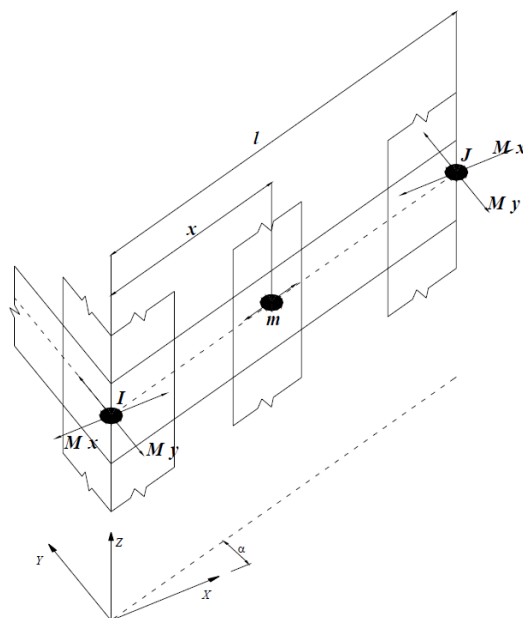


Fig. 5.8. Trasferimento ai nodi 3D della massa nodale in direzione ortogonale alla parete

5.2. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA CON 3MURI vers. 5.0.200

Si affronta ora la modalità di modellazione della struttura del software 3Muri.

5.2.1. COSTRUZIONE AUTOMATICA DEL TELAIO EQUIVALENTE

Il modello a telaio equivalente è costituito da macroelementi che collaborano tra di loro e schematizzano le pareti murarie. Il modulo più semplice prevede la contiguità degli elementi fascia e maschio adiacenti all'apertura come rappresentato in *fig. 5.9*. Gli elementi non confinanti (rappresentati in azzurro) sono considerati infinitamente rigidi.

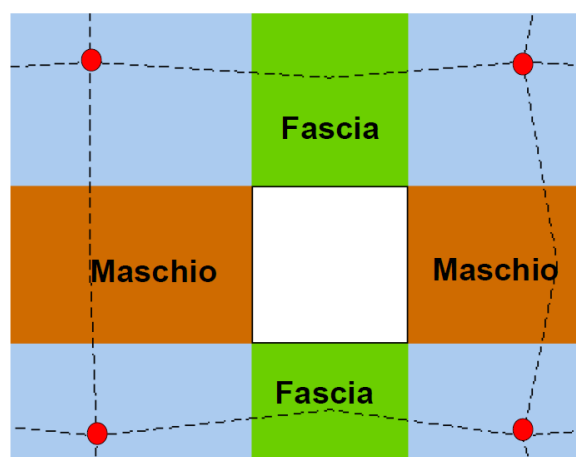


Fig. 5.9. Modellazione del telaio equivalente secondo 3Muri.

Come in una struttura in c.a. le travi e i pilastri confluiscono nei nodi, anche nel caso della modellazione a telaio equivalente i maschi murari (equivalenti ai pilastri) incontrano le fasce (equivalenti alle travi) nei nodi rigidi indicati in rosso. Per questo il software 3Muri è dotato di un vero e proprio “meshatore” che genera automaticamente il telaio equivalente. La *fig. 5.10.* riporta un esempio di costruzione del telaio equivalente a partire dalla struttura in muratura.

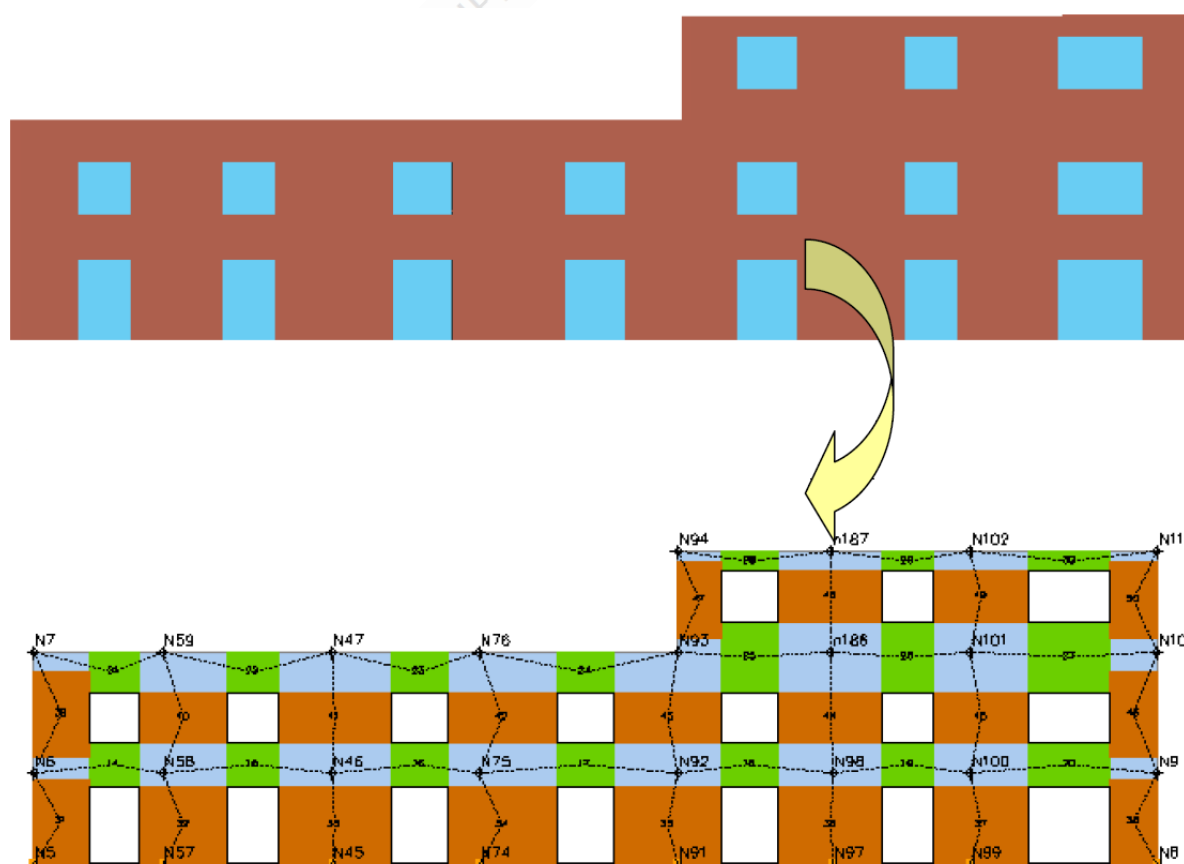


Fig. 5.10. Modellazione del telaio equivalente secondo 3Muri.

5.2.2. STRUTTURE NON REGOLARI

Nel caso di strutture non regolari, come quella oggetto di studio, in cui sono presenti piani non completi e sfalsati, le aperture non si ripetono con regolarità, i materiali non sono omogenei, le fondazioni sono a quote diverse, sono presenti strutture in c.a., in legno, in acciaio, ecc., 3Muri è in grado di costruire comunque un telaio in grado di cogliere gli aspetti ingegneristici del problema. L'algoritmo implementato adotta il telaio in corrispondenza di eventuali irregolarità di parete legate ad esempio ad aperture sfalsate, mostrando la capacità di seguire il naturale flusso di tensioni attraverso gli elementi di parete come riportato in *fig. 5.11*.

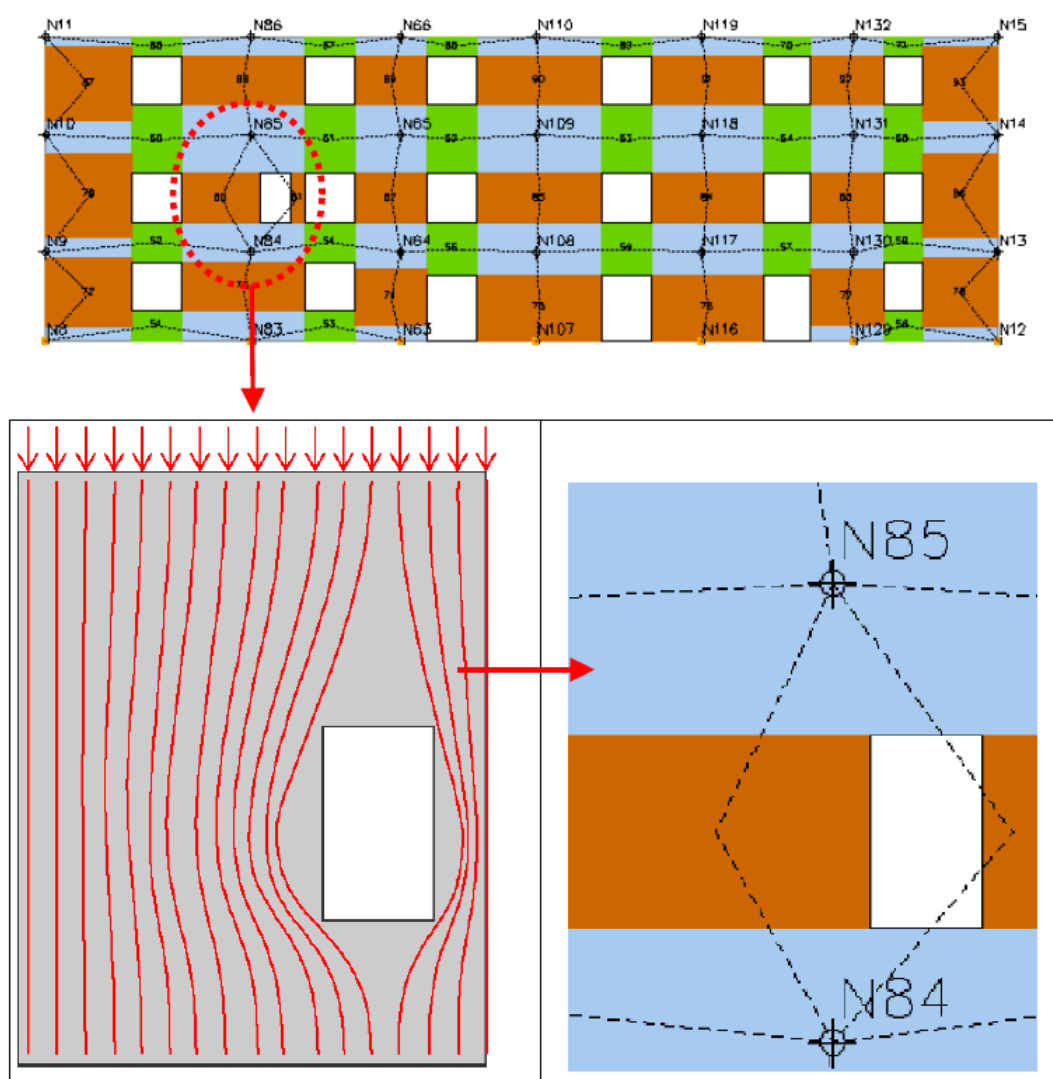


Fig. 5.11. Telaio generato in automatico dal 3Muri per strutture irregolari.

In altri casi in cui si ha presenza di elementi diversi dalla muratura in c.a., legno, acciaio quali pilastri e travi. In questo caso il “meshatore” integra questi elementi, i quali, interagendo con le parti in muratura, completano il telaio equivalente (*fig. 5.12*).

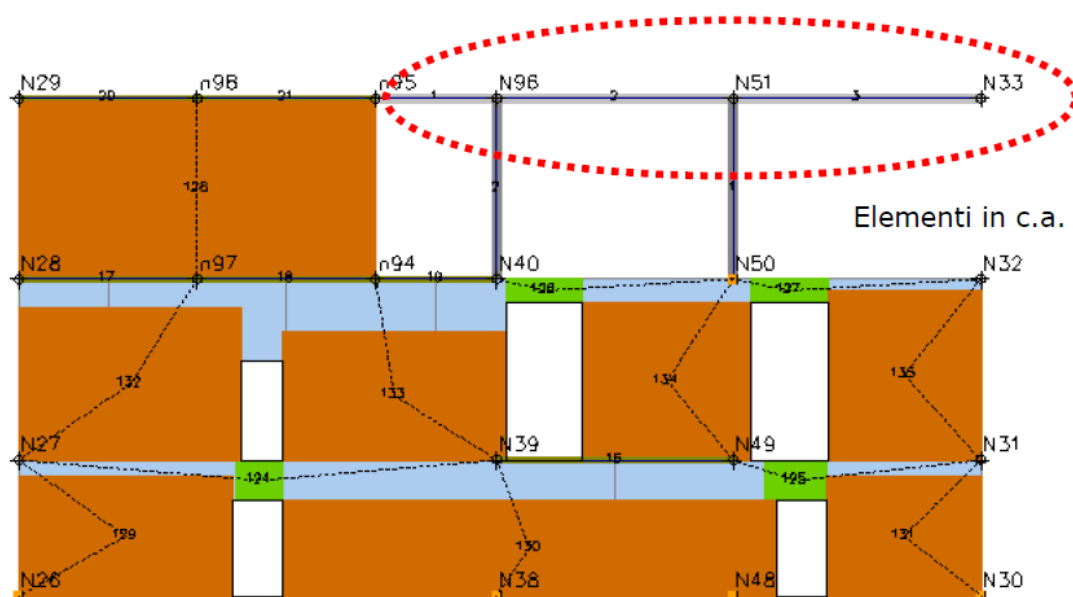
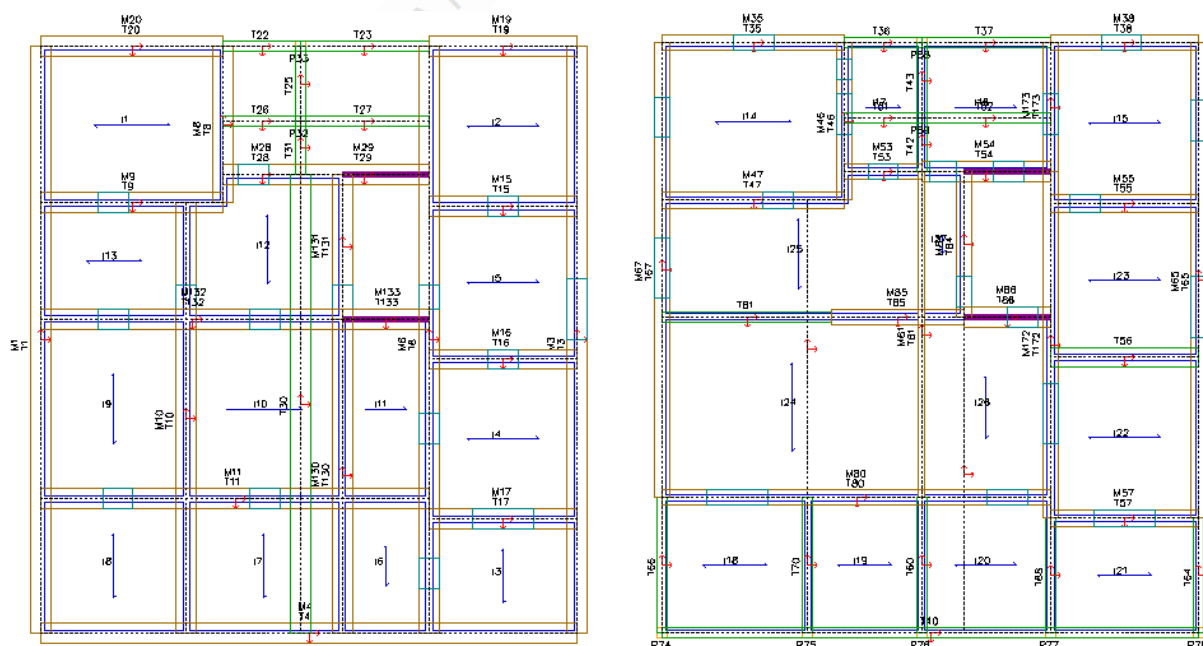


Fig. 5.12. Telaio generato in automatico dal 3Muri per strutture irregolari.

5.2.3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura oggetto di studio viene modellata attraverso il software facendo riferimento, per quanto riguarda la determinazione della geometria e dei carichi, a quanto descritto nel capitolo 3. In *fig. 5.13.* sono riportate le planimetrie delle quattro elevazioni della struttura mentre in *fig. 5.14.* è riportato il modello tridimensionale della struttura.



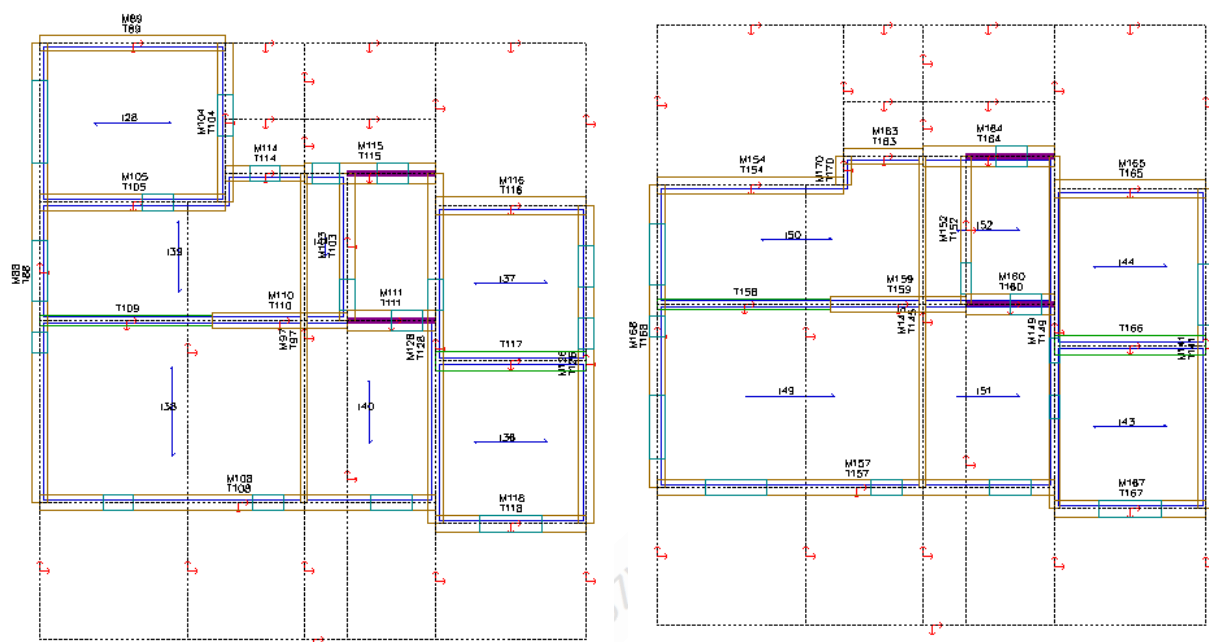


Fig. 5.13. Planimetrie della struttura: I elevazione (a), II elevazione (b), III elevazione (c) e IV elevazione (d).

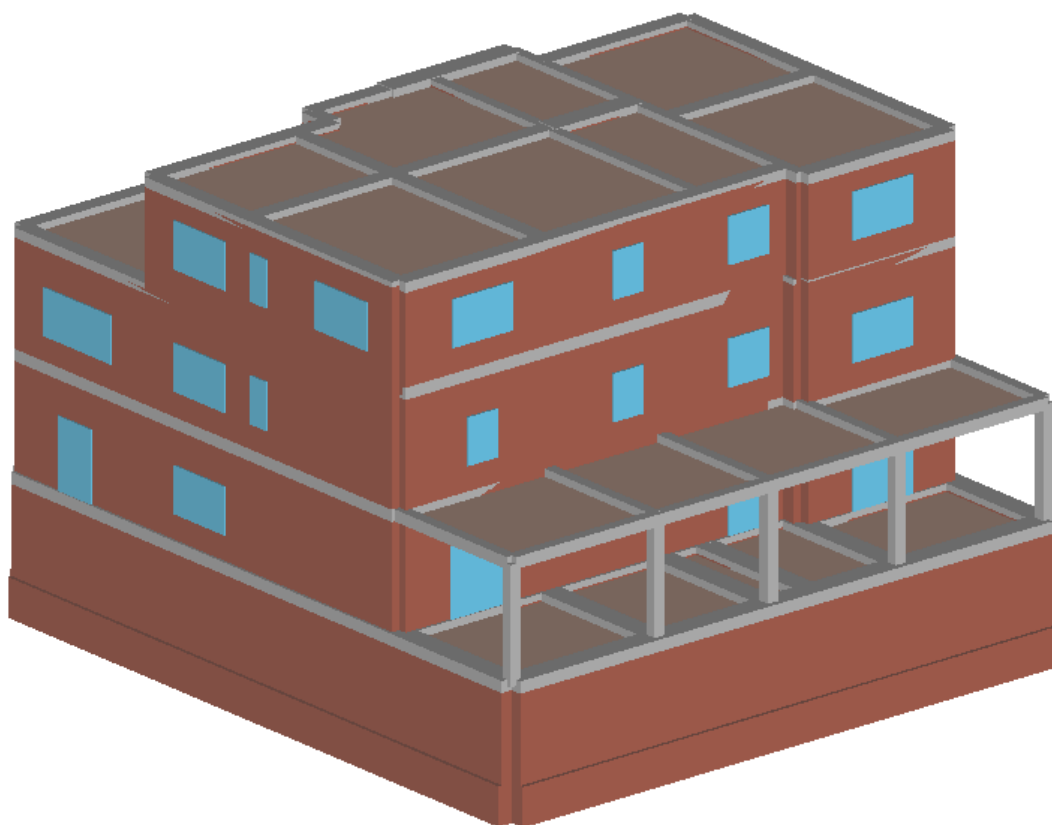


Fig. 5.14. Modellazione tridimensionale della struttura.

5.2.3.1. MATERIALI

Vengono definite due tipologie di materiale relative ai pannelli murari: *Pietrame* e *Muratura* le cui caratteristiche sono descritte in *fig. 5.15*.

Proprietà materiale (a) Pietrame

Nome: Pietrame
Tipo: Muratura
Colore materiale: [Red Box]
Definizione utente: ☐
Rigidità fessurata: ☒
Parametri di Analisi:
E [N/mm²]: 1 740.00
G [N/mm²]: 580.00
w [kN/m³]: 21
fm [N/cm²]: 266.67
τ [N/cm²]: 5.42
fk [N/cm²]: 186.67
γ_m: 3.00

Proprietà materiale (b) Muratura

Nome: Muratura
Tipo: Muratura
Colore materiale: [Red Box]
Definizione utente: ☒
Rigidità fessurata: ☐
Parametri di Analisi:
E [N/mm²]: 5 000.00
G [N/mm²]: 2 000.00
w [kN/m³]: 12
fm [N/cm²]: 715.00
fvm [N/cm²]: 29.00
fvlim [N/mm²]: 2.2
fk [N/cm²]: 500.00
γ_m: 3.00

Fig. 5.15. (a) Caratteristiche meccaniche del materiale "Pietrame" e (b) del materiale "Muratura"

Per quanto riguarda gli elementi in calcestruzzo armato, relativi ai cordoli, alle travi e ai pilastri del portico, sono stati definiti gli elementi: *Cordolo*, *Trave* e *Pilastro* (*fig. 5.16*).

Definizione caratteristiche (a) Trave C.A.

Pannello murario | Pannello + Cordolo C.A.
Pannello + Catena | Setto C.A. | **Trave C.A.** | Trave Acciaio

Trave C.A. Geometria
Quota I: 540 [cm]
Quota J: 540 [cm]
b: 30.0 [cm]
h: 30.0 [cm]
Area: 900.00 [cm²]
J: 67 500.00 [cm⁴]
Scon. I: ☐
Scon. J: ☐
Predimensiona: ☐ Carichi: ☒
Barre longitudinali:
Af totale intr.: 4.00 [cm²] N. intradosso: 2
Af totale estr.: 4.00 [cm²] N. estradosso: 2
Copriferro: 3.0 [cm] Aderenza migliorata: ☐ Lisce: ☒
Ancoraggio insoddisfacente: ☐
Staffe:
Diametro: 6 [mm] Passo medio: 25 [cm]
N. braccia: 2 Passo estremità: 25 [cm]
Dettagli di tipo antisismico: ☐
Materiale:
CLS: C20/25
Acciaio: B450

☐ Non caricabile da solaio

Definizione caratteristiche (b) Trave C.A.

Pannello murario | Pannello + Cordolo C.A.
Pannello + Catena | Setto C.A. | **Trave C.A.** | Trave Acciaio

Trave C.A. Geometria
Quota I: 540 [cm]
Quota J: 540 [cm]
b: 30.0 [cm]
h: 30.0 [cm]
Area: 900.00 [cm²]
J: 67 500.00 [cm⁴]
Scon. I: ☐
Scon. J: ☐
Predimensiona: ☐ Carichi: ☒
Barre longitudinali:
Af totale intr.: 4.00 [cm²] N. intradosso: 2
Af totale estr.: 4.00 [cm²] N. estradosso: 2
Copriferro: 3.0 [cm] Aderenza migliorata: ☐ Lisce: ☒
Ancoraggio insoddisfacente: ☐
Staffe:
Diametro: 6 [mm] Passo medio: 25 [cm]
N. braccia: 2 Passo estremità: 25 [cm]
Dettagli di tipo antisismico: ☐
Materiale:
CLS: C20/25
Acciaio: B450

☐ Non caricabile da solaio

Fig. 5.16. Caratteristiche meccaniche dell'elemento (a) "Cordolo", (b) "Trave" e (c) "Pilastro"

5.2.3.2. SOLAI

I solai e i carichi gravanti su di essi sono illustrati in *fig. 5.17*. Si distinguono solaio del piano tipo (a), e solaio di copertura (b), il quale viene modellato come solaio piano in quanto il software non consente l'implementazione di solai inclinati. Per rendere minima la differenza di comportamento dinamico della struttura, l'ultimo livello della struttura si considera di altezza pari a 2,60 m (media tra altezza massima e minima).

5.2.3.3. SCALE

La modellazione delle solette rampanti costituenti i corpi scala viene trascurata e il carico ad esse dovuto viene considerato come carico lineare uniformemente ripartito sui setti su cui grava.

Solaio (a) - Tipico

Geometria

Quota: 540 [cm]

Gk: 500 [daN/m²]

Gk,agg: 50 [daN/m²]

Qk: 200 [daN/m²]

Verifiche statiche

☐ Copertura Lungh. appoggio: 30 [cm]

NT 08

Normativa Ψ_2 : 0.30 Ψ_0 : 0.70

Tipo: Latero cemento

Spessore: 5.0 [cm]

G: 12 083.33 [N/mm²]

Ex: 116 000.00 [N/mm²]

Ey: 29 000.00 [N/mm²]

v: 0.20

Scarico masse

☒ Monodirezionale ☐ Bidirezionale

Scarico direzione principale: 100 %

Solaio (b) - Copertura

Geometria

Quota: 1100 [cm]

Gk: 520 [daN/m²]

Gk,agg: 0 [daN/m²]

Qk: 110 [daN/m²]

Verifiche statiche

☒ Copertura Lungh. appoggio: 30 [cm]

NT 08

Normativa Ψ_2 : 0.30 Ψ_0 : 0.70

Tipo: Latero cemento

Spessore: 5.0 [cm]

G: 12 083.33 [N/mm²]

Ex: 116 000.00 [N/mm²]

Ey: 29 000.00 [N/mm²]

v: 0.20

Scarico masse

☒ Monodirezionale ☐ Bidirezionale

Scarico direzione principale: 100 %

Fig. 5.17. Caratteristiche del solaio tipo (a) e del solaio di copertura (b).

5.2.4. ANALISI MODALE

Si valuta ora il comportamento della struttura attraverso l'analisi modale. In *tabella 5.1.* sono riportate le informazioni modali per quanto riguarda i primi 12 modi di vibrare della struttura.

Modo	Periodo (s)	M_x (%)	M_y (%)	J_z (%)	ΣM_x (%)	ΣM_y (%)	ΣJ_z (%)
1	0.249	72.80	0.27	18.33	72.80	0.27	18.33
2	0.217	0.25	66.06	24.90	73.05	66.33	43.23
3	0.177	0.10	3.59	35.49	73.15	69.92	78.72
4	0.091	13.73	0.46	6.41	86.88	70.38	85.13
5	0.086	0.60	15.58	5.32	87.48	85.96	90.45
6	0.073	0.00	0.00	2.13	87.48	85.96	92.58
7	0.072	0.05	0.01	0.34	87.53	85.97	92.92
8	0.067	5.32	0.01	0.45	92.85	85.98	93.37
9	0.063	5.56	0.49	0.06	98.41	86.47	93.43
10	0.061	1.10	1.52	0.01	99.51	87.99	93.44
11	0.059	0.00	0.08	1.20	99.51	88.07	94.64
12	0.057	0.00	2.38	0.25	99.51	90.45	94.89

Tab. 5.1. Informazione modale della struttura.

Come si evince dalla precedente tabella, è necessario considerare i primi 5 modi di vibrare della struttura per avere una massa (inerziale e rotazionale) partecipante pari ad almeno l'85% di quella totale e considerare anche tutti i contributi superiori al 5%, come indicato in Normativa (§ 7.3.3.1. delle NTC 2008).

Il primo modo di vibrare della struttura risulta rototraslazionale in direzione X con il 72% della massa partecipante in tale direzione e periodo corrispondente pari a 0,249 sec. Il secondo modo di vibrare della struttura ha periodo di vibrazione pari a 0,217 sec e risulta rototraslazionale in direzione Y con il 66% della massa partecipante. Il terzo modo di vibrare, avente periodo di vibrazione pari a 0,177 sec risulta traslazionale puro, mentre il quarto e il quinto sono rispettivamente rototraslazionali in X e in Y con il 13% ed il 15% della massa sollecitata e presentano periodo pari a 0,091 e 0,086 sec.

5.3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA CON SAP 2000 vers. 14

Si procede ora alla modellazione della struttura attraverso il software SAP 2000. Al fine di operare un confronto con la modellazione precedente, la struttura è stata implementata come telaio equivalente. In *fig. 5.18.* è riportata la rappresentazione 3D della struttura.

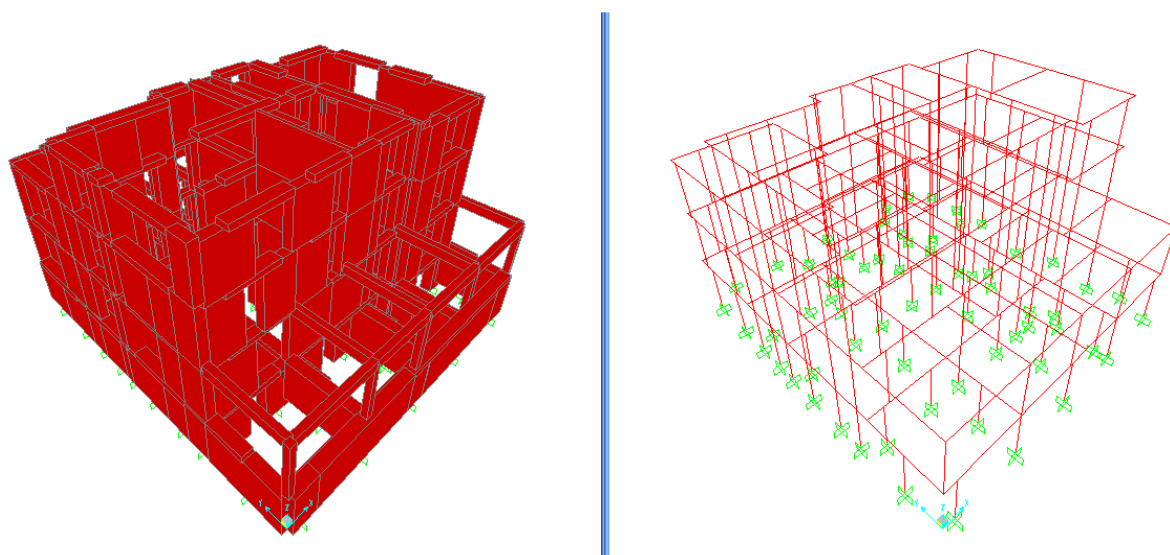


Fig. 5.18. Rappresentazione 3D della struttura in vista normale (a) ed estrusa (b).

5.3.1. MATERIALI

Per quanto riguarda i materiali, si fa riferimento al paragrafo 5.2.3.1.

5.3.2. MODELLAZIONE DEI SETTI E DEI CORDOLI

I setti sono stati modellati come elementi “frame” monodimensionali posizionati nel baricentro dei singoli setti, ed aventi sezione pari allo spessore del setto per la lunghezza dello stesso. In *fig. 5.19.* si riporta la sezione tipo di un setto murario.

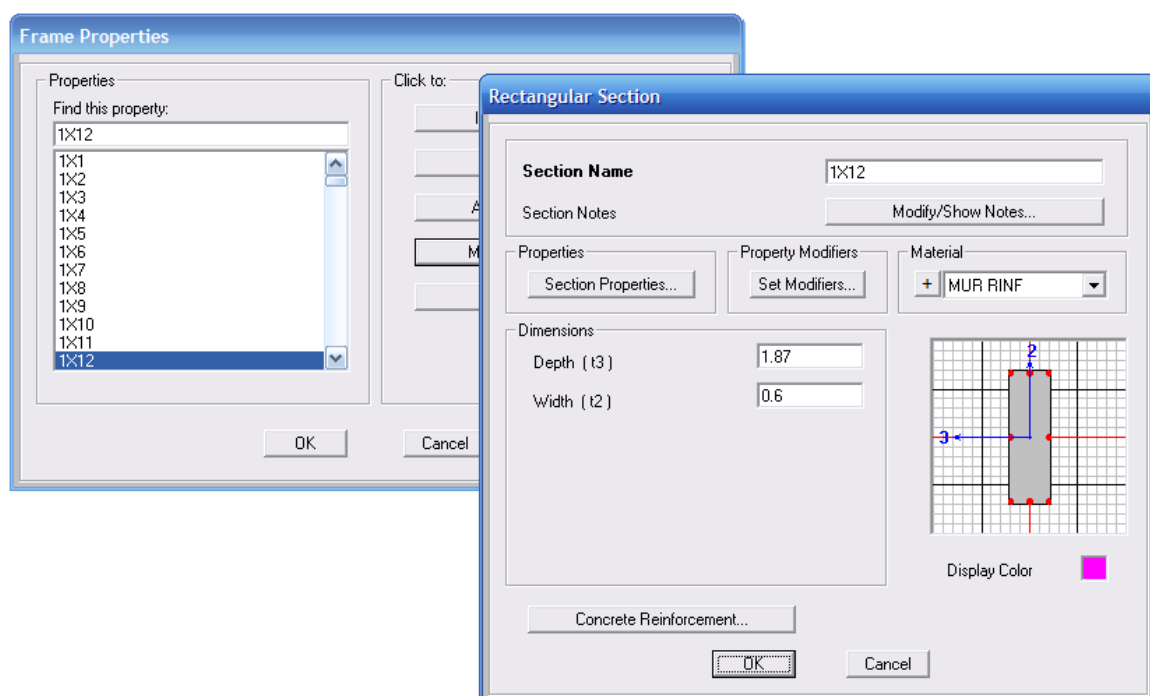


Fig. 5.19. Definizione della sezione di un setto tipo.

La presenza delle fasce di piano non viene tenuta in considerazione in quanto esse, in corrispondenza di quasi tutte le finestre, risultano di spessore minore rispetto al setto murario a causa dell'alloggiamento dei termosifoni. La loro resistenza è quindi molto inferiore a quella dei setti e nella modellazione la loro presenza viene trascurata.

I cordoli sono modellati anche essi come elementi frame monodimensionali aventi sezione pari a quella illustrata nel paragrafo 5.2.3.1. In corrispondenza delle zone in cui non sono presenti bucatore, è necessario inserire “bracci rigidi” (proprietà *end offset*), cioè considerare il cordolo infinitamente rigido per tener conto dell'effetto incastro nel nodo parete-fascia dove la rigidità risulta molto elevata (*fig. 5.20.*).

Viceversa nei punti in cui sono presenti aperture, il cordolo si considera avente le sue reali proprietà (fig. 5.21.).

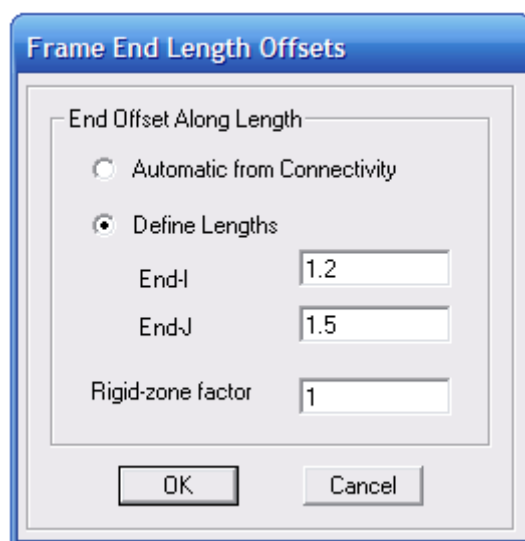


Fig. 5.20. Definizione della proprietà end offset

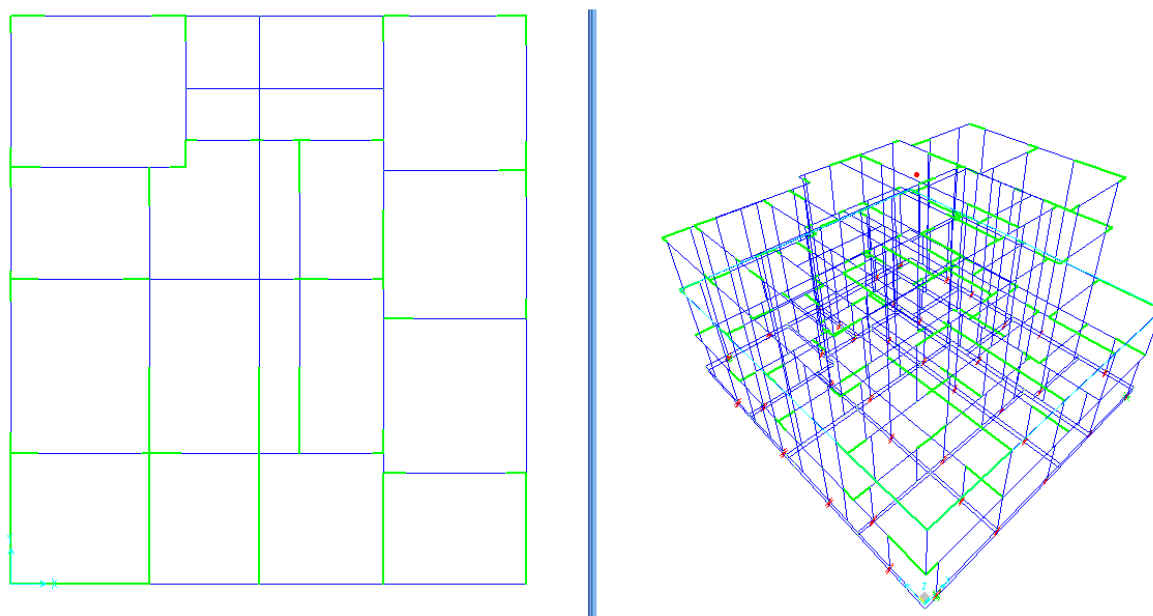


Fig. 5.21. Pianta della II elevazione (a) e modello 3D (b) della struttura con evidenziati i tratti rigidi in verde.

A causa della presenza di irregolarità in elevazione della struttura, ad esempio a causa di bucatore non allineate, è stato necessario suddividere setti molto lunghi, per far sì che i baricentri di setti disposti sulla stessa verticale risultino il più possibile coincidenti. In caso contrario, a causa del disassamento in pianta dei setti disposti su livelli successivi, sarebbero state presenti azioni flettenti significative sui cordoli. A

titolo di esempio in *fig. 5.22.* sono riportati i setti costituenti il prospetto ovest dell'edificio, in cui la parete della prima elevazione non presenta aperture, ma nella modellazione è stata suddivisa in nove setti di dimensioni più piccole; si può così notare come il baricentro dei setti sia quasi coincidente dalla prima all'ultima elevazione.

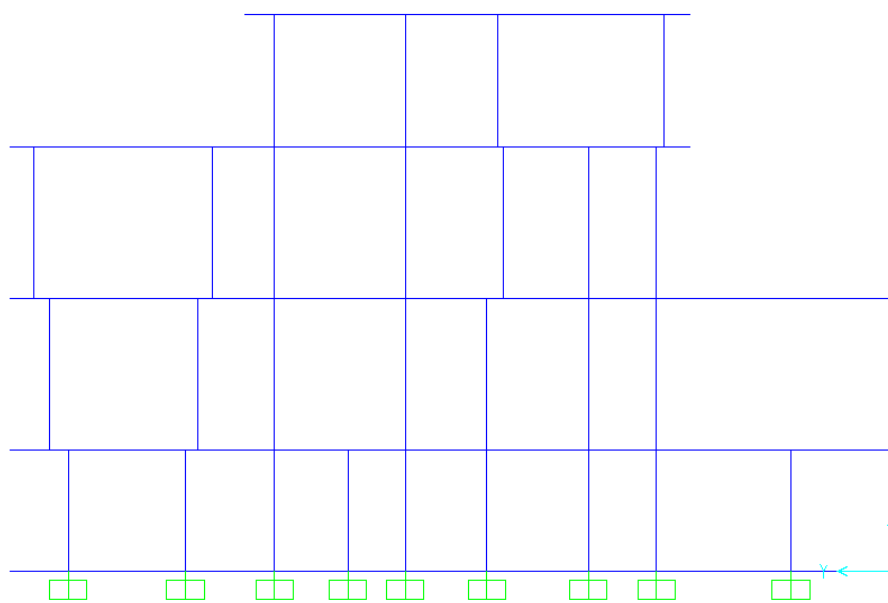
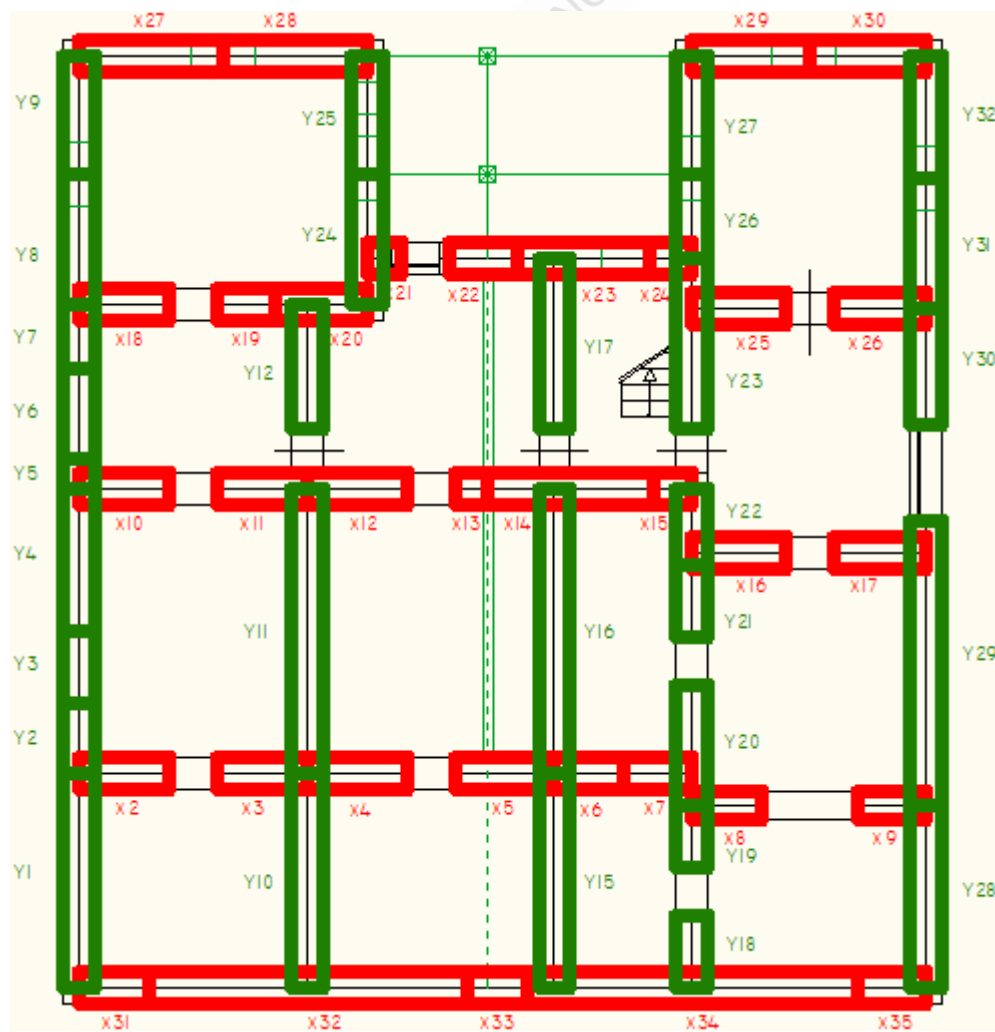
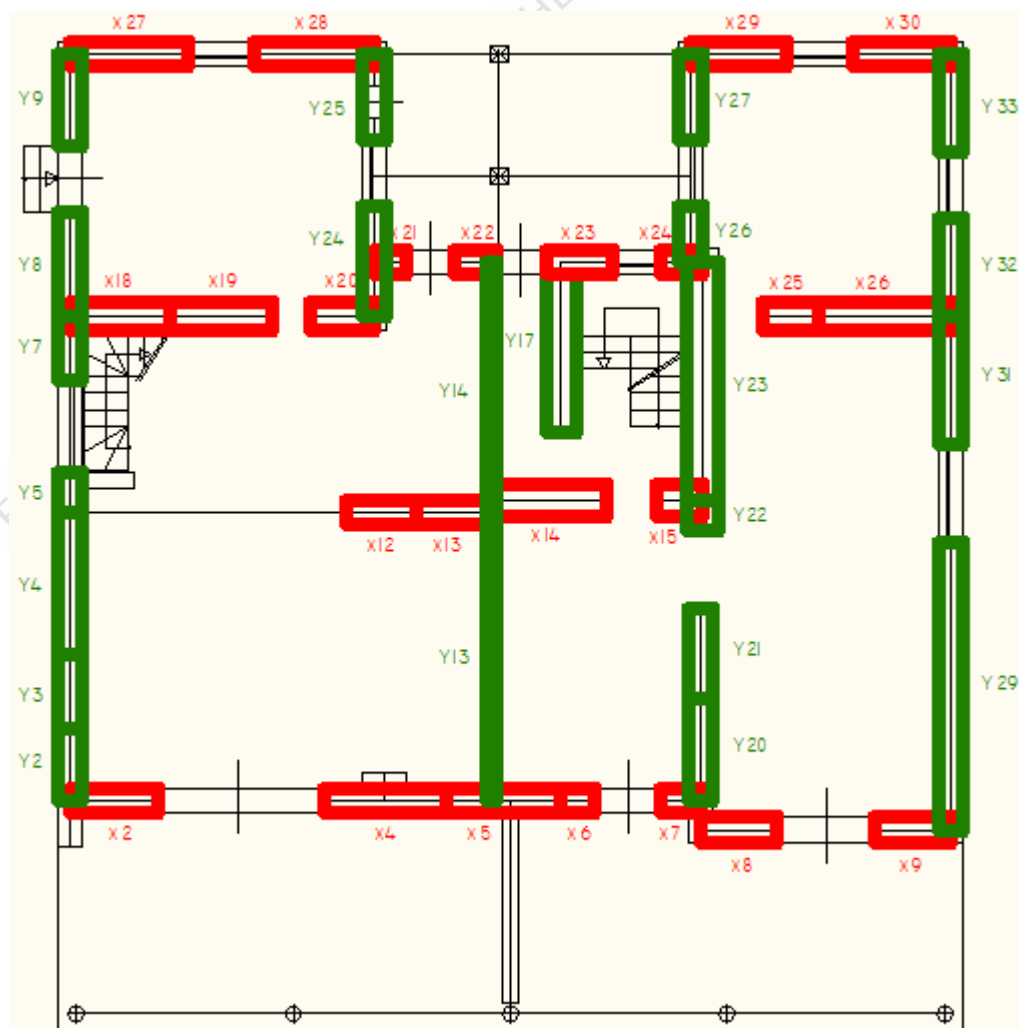
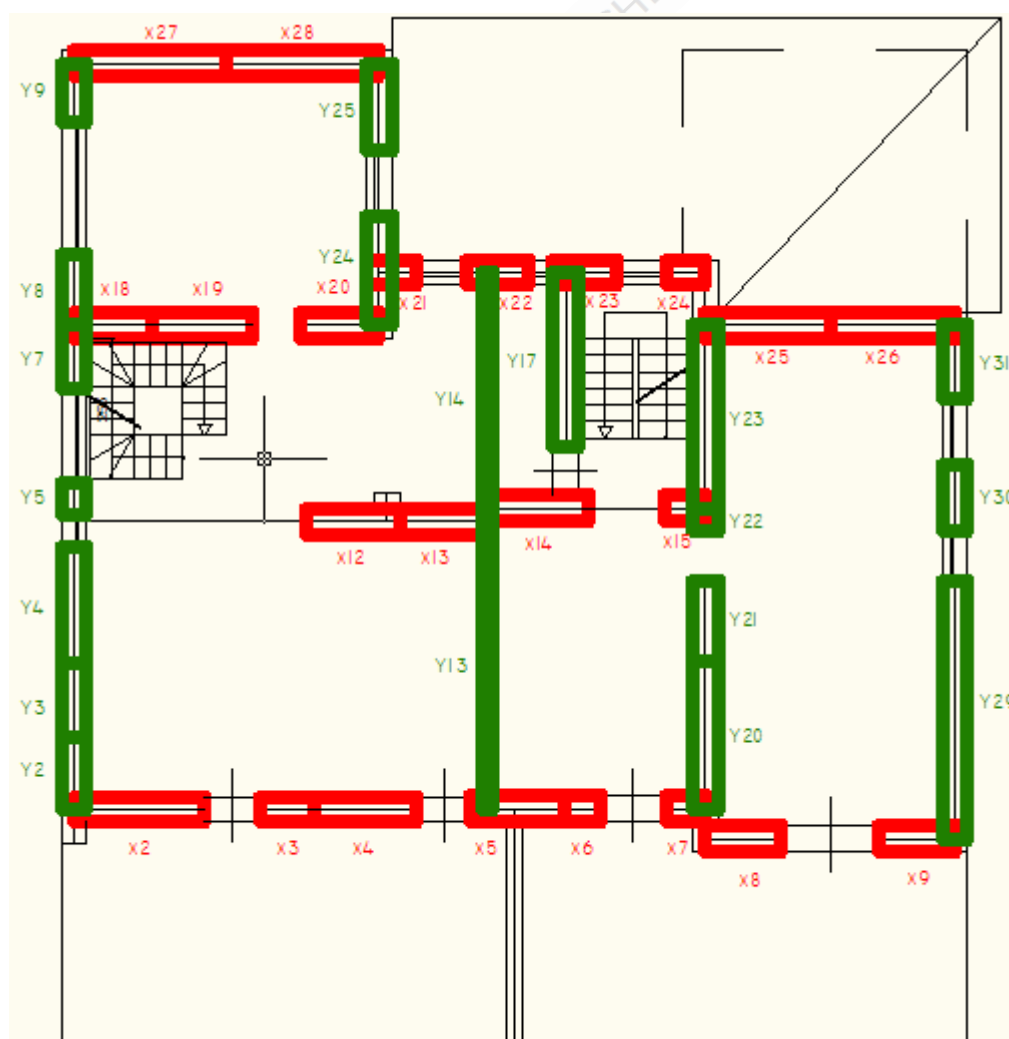


Fig. 5.22. Prospetto ovest dell'edificio.

In *fig. 5.23.* sono riportate le planimetrie delle quattro elevazioni della struttura in cui sono evidenziati i setti attraverso la loro nomenclatura. I setti sono stati rinominati attraverso una sigla di un numero una lettera ed un numero (ad es. 1X27), in cui il primo numero indica il livello cui il setto appartiene, la lettera (X o Y) indica la direzione in cui il setto presenta la massima dimensione in pianta, e il secondo numero indica il numero progressivo associato al setto.







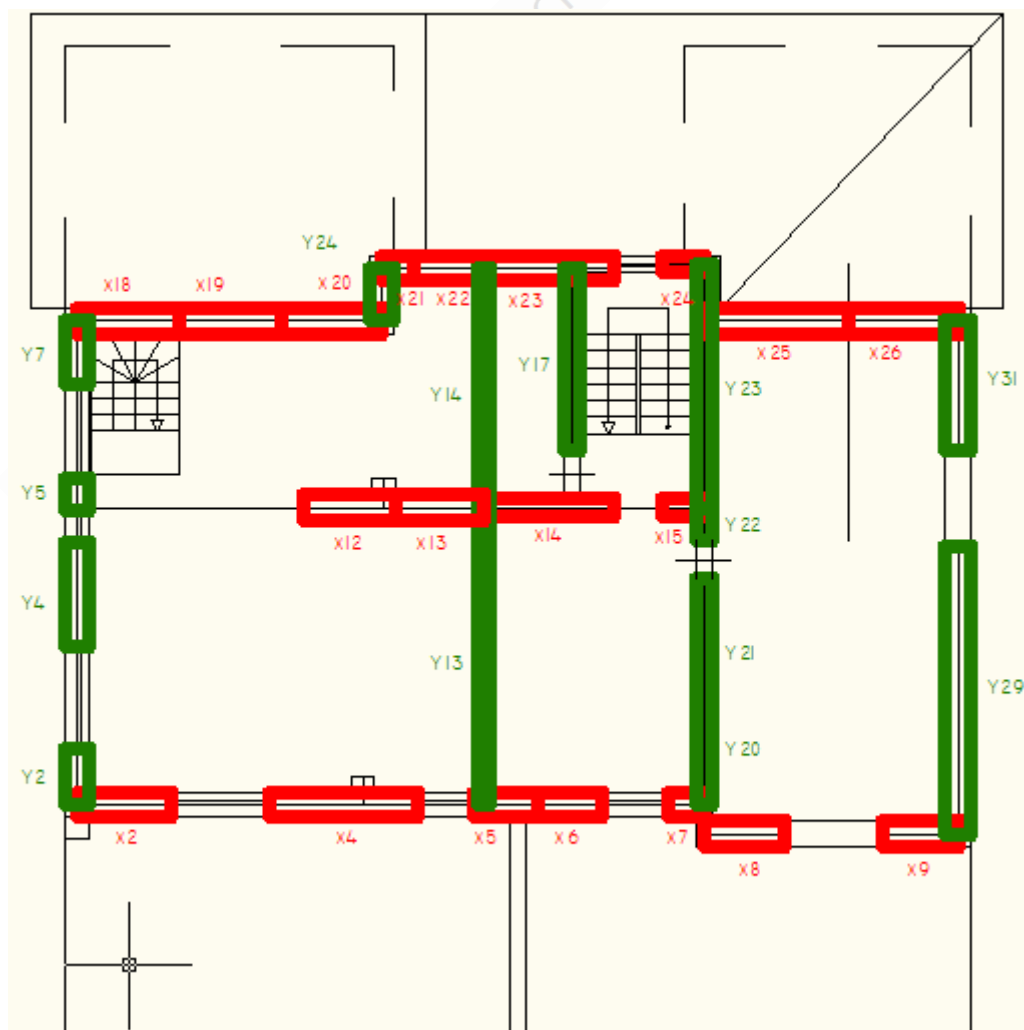


Fig. 5.23. Planimetrie delle quattro elevazioni della struttura.

5.3.3. SOLAI E SCALE

Il vincolo fornito dai solai alla struttura, è stato modellato come vincolo interno di diaframma, in quanto i solai sono stati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Sono stati quindi assegnati nel software cinque distinti vincoli di diaframma, ognuno assegnato ad un livello della struttura (fig. 5.24.).

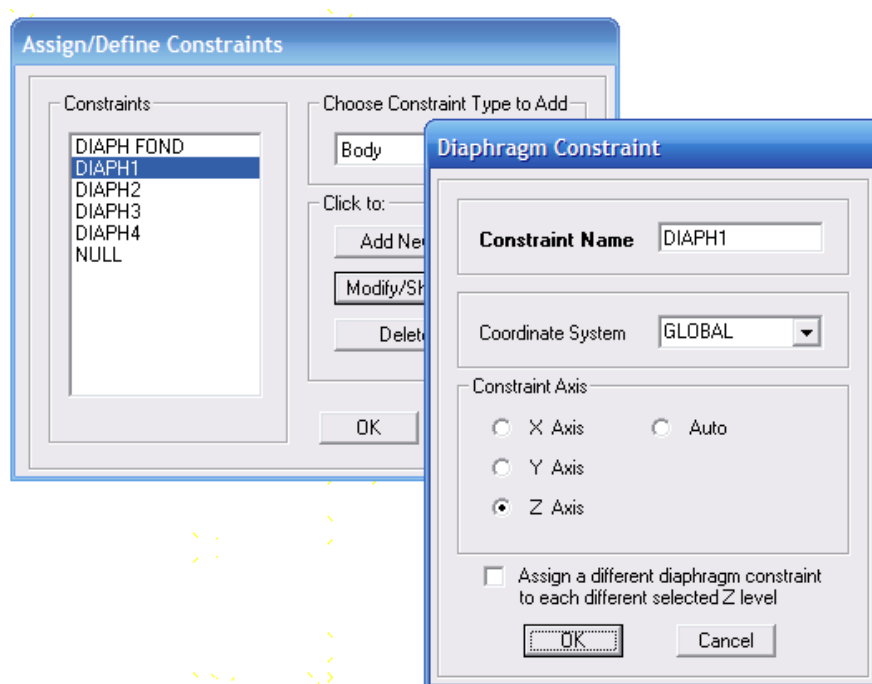


Fig. 5.24. Definizione del vincolo di diaframma.

I carichi derivanti dai solai, secondo il criterio delle aree di influenza, è stato ripartito tra i vari setti sui quali i solai stessi scaricano il proprio peso. A seconda della tipologia di solaio (interpiano o di copertura) sono stati assegnati carichi al metro quadrato secondo quanto già esposto nell'analisi dei carichi al capitolo 3. Anche il corpo scala non è stato modellato ed il proprio peso si considera ripartito come carico lineare uniformemente distribuito sui setti e le travi sui quali grava. In fig. 5.25. sono riportati i carichi derivanti dai solai e dal corpo scala sui setti. I setti evidenziati in arancio sono quelli che risultano scarichi.

LIVELLO 1						LIVELLO 2					
SETTO	AREA SOLAIO [mq]	Gk SOLAIO [kN]	Qk [kN]	SCALA [kN]	Qk SCALA [kN]	SETTO	AREA SOLAIO [mq]	Gk SOLAIO [kN]	Qk [kN]	SCALA [kN]	Qk SCALA [kN]
	A	(5.5 kN/mq) (5.2 kN/mq)	(2 kN/mq) (1.1 kN/mq)	(5 kN/mq)	(4kN/mq)		A	(5.5 kN/mq) (5.2 kN/mq)	(2 kN/mq) (1.1 kN/mq)	(5 kN/mq)	(4kN/mq)
X1		0,00	0,00			X1		0,00	0,00		
X2	7,53	41,42	15,06			X2	7,05	38,78	14,10		
X3	7,53	41,42	15,06			X3		0,00	0,00		
X4	3,44	18,92	6,88			X4	8,74	48,07	17,48		
X5	3,44	18,92	6,88			X5	5,21	28,66	10,42		
X6	1,7	9,35	3,40			X6	3,10	17,05	6,20		
X7	1,7	9,35	3,40			X7	2,72	14,96	5,44		
X8	2,7	14,85	5,40			X8		0,00	0,00		
X9	2,7	14,85	5,40			X9		0,00	0,00		
X10	4,39	24,15	8,78			X10		0,00	0,00		
X11	4,39	24,15	8,78			X11		0,00	0,00		
X12	3,69	20,30	7,38			X12	7,80	42,90	15,60		
X13	1,93	10,62	3,86			X13	2,29	12,60	4,58		
X14	1,81	9,96	3,62			X14	7,77	42,74	15,54	12,35	9,88
X15		0,00	0,00			X15	2,53	13,92	5,06	10,65	8,52
X16		0,00	0,00			X16		0,00	0,00		
X17		0,00	0,00			X17		0,00	0,00		
X18		0,00	0,00			X18	2,35	12,93	4,70		
X19		0,00	0,00			X19	3,19	17,55	6,38		
X20	0,8	4,40	1,60			X20	2,22	12,21	4,44		
X21	1,41	7,76	2,82			X21	2,29	12,60	4,58		
X22	3,56	19,58	7,12			X22	3,28	18,04	6,56		
X23	0,78	4,29	1,56	15,3	12,24	X23	0,87	4,79	1,74	13,45	10,76
X24		0,00	0,00	7,7	6,16	X24		0,00	0,00	9,55	7,64
X25		0,00	0,00			X25		0,00	0,00		
X26		0,00	0,00			X26		0,00	0,00		
X27		0,00	0,00			X27		0,00	0,00		
X28		0,00	0,00			X28		0,00	0,00		
X29		0,00	0,00			X29		0,00	0,00		
X30		0,00	0,00			X30		0,00	0,00		
X31	1,7	9,35	3,40			X31		0,00	0,00		
X32	9,18	50,49	18,36			X32		0,00	0,00		
X33	1,87	10,29	3,74			X33		0,00	0,00		
X34	7,81	42,96	15,62			X34		0,00	0,00		
X35	1,42	7,81	2,84			X35		0,00	0,00		
Y1		0,00	0,00			Y1		0,00	0,00		
Y2		0,00	0,00			Y2		0,00	0,00		
Y3		0,00	0,00			Y3		0,00	0,00		
Y4		0,00	0,00			Y4		0,00	0,00		
Y5	0,46	2,53	0,92			Y5		0,00	0,00		
Y6	3,14	17,27	6,28			Y6		0,00	0,00		
Y7	1,66	9,13	3,32			Y7		0,00	0,00		
Y8	4,86	26,73	9,72			Y8	5,73	31,52	11,46		
Y9	4,86	26,73	9,72			Y9	5,22	28,71	10,44		
Y10		0,00	0,00			Y10		0,00	0,00		
Y11	9,61	52,86	19,22			Y11		0,00	0,00		
Y12	5,27	28,99	10,54			Y12		0,00	0,00		
Y13		0,00	0,00			Y13		0,00	0,00		
Y14		0,00	0,00			Y14		0,00	0,00		
Y15		0,00	0,00			Y15		0,00	0,00		
Y16	14,36	78,98	28,72			Y16		0,00	0,00		
Y17		0,00	0,00			Y17		0,00	0,00		
Y18		0,00	0,00			Y18		0,00	0,00		
Y19		0,00	0,00			Y19		0,00	0,00		
Y20	6,45	35,48	12,90			Y20	4,86	26,73	9,72		
Y21	5,12	28,16	10,24			Y21	4,74	26,07	9,48		
Y22	4,19	23,05	8,38			Y22	2,12	11,66	4,24		
Y23	5,68	31,24	11,36			Y23	7,45	40,98	14,90		
Y24	4,86	26,73	9,72			Y24	7,37	40,12	13,50		
Y25	4,86	26,73	9,72			Y25	7,25	39,19	12,45		
Y26	3,6	19,80	7,20			Y26	5,40	28,08	5,94		
Y27	3,04	16,72	6,08			Y27	7,50	39,00	8,25		
Y28		0,00	0,00			Y28		0,00	0,00		
Y29	10,25	56,38	20,50			Y29	12,04	66,22	24,08		
Y30		0,00	0,00			Y30		0,00	0,00		
Y31	5,23	28,77	10,46			Y31	6,09	33,50	12,18		
Y32	3,94	21,67	7,88			Y32	4,40	22,88	4,84		
Y33	3,94	21,67	7,88			Y33	4,40	22,88	4,84		

Fig. 5.25. (a) Ripartizione dei carichi derivanti dai solai per la I e la II elevazione

LIVELLO 3						LIVELLO 4					
SETTO	AREA SOLAIO [mq]	Gk SOLAIO [kN]	Qk [kN]	SCALA [kN]	Qk SCALA [kN]	SETTO	AREA SOLAIO [mq]	Gk SOLAIO [kN]	Qk [kN]	SCALA [kN]	Qk SCALA [kN]
	A	(5.5 kN/mq) (5.2 kN/mq)	(2 kN/mq) (1.1 kN/mq)	(5 kN/mq)	(4kN/mq)		A	(5.5 kN/mq) (5.2 kN/mq)	(2 kN/mq) (1.1 kN/mq)	(5 kN/mq)	(4kN/mq)
X1		0,00	0,00			X1		0,00	0,00		
X2	5,00	27,50	10,00			X2		0,00	0,00		
X3	5,29	29,10	10,58			X3		0,00	0,00		
X4	4,73	26,02	9,46			X4		0,00	0,00		
X5	6,35	34,93	12,70			X5		0,00	0,00		
X6	3,10	17,05	6,20			X6		0,00	0,00		
X7	2,72	14,96	5,44			X7		0,00	0,00		
X8		0,00	0,00			X8		0,00	0,00		
X9		0,00	0,00			X9		0,00	0,00		
X10		0,00	0,00			X10		0,00	0,00		
X11		0,00	0,00			X11		0,00	0,00		
X12	9,17	50,44	18,34			X12		0,00	0,00		
X13	2,29	12,60	4,58			X13		0,00	0,00		
X14	8,67	47,69	17,34	12,35	9,88	X14		0,00	0,00	12,35	9,88
X15	2,65	14,58	5,30	10,65	8,52	X15		0,00	0,00	10,65	8,52
X16		0,00	0,00			X16		0,00	0,00		
X17		0,00	0,00			X17		0,00	0,00		
X18	2,44	13,42	4,88			X18		0,00	0,00		
X19	3,25	17,88	6,50			X19		0,00	0,00		
X20	1,84	10,12	3,68			X20		0,00	0,00		
X21	2,49	13,70	4,98			X21		0,00	0,00		
X22	2,86	15,73	5,72			X22		0,00	0,00		
X23	1,05	5,78	2,10	13,45	10,76	X23		0,00	0,00	13,45	10,76
X24		0,00	0,00	9,55	7,64	X24		0,00	0,00	9,55	7,64
X25		0,00	0,00			X25		0,00	0,00		
X26		0,00	0,00			X26		0,00	0,00		
X27		0,00	0,00			X27		0,00	0,00		
X28		0,00	0,00			X28		0,00	0,00		
X29		0,00	0,00			X29		0,00	0,00		
X30		0,00	0,00			X30		0,00	0,00		
X31		0,00	0,00			X31		0,00	0,00		
X32		0,00	0,00			X32		0,00	0,00		
X33		0,00	0,00			X33		0,00	0,00		
X34		0,00	0,00			X34		0,00	0,00		
X35		0,00	0,00			X35		0,00	0,00		
Y1		0,00	0,00			Y1		0,00	0,00		
Y2		0,00	0,00			Y2	6,12	31,82	6,73		
Y3		0,00	0,00			Y3		0,00	0,00		
Y4		0,00	0,00			Y4	11,09	57,67	12,20		
Y5		0,00	0,00			Y5	6,21	32,29	6,83		
Y6		0,00	0,00			Y6		0,00	0,00		
Y7		0,00	0,00			Y7	6,21	32,29	6,83		
Y8	5,73	29,80	6,30			Y8		0,00	0,00		
Y9	5,22	27,14	5,74			Y9		0,00	0,00		
Y10		0,00	0,00			Y10		0,00	0,00		
Y11		0,00	0,00			Y11		0,00	0,00		
Y12		0,00	0,00			Y12		0,00	0,00		
Y13		0,00	0,00			Y13	27,92	145,18	30,71		
Y14		0,00	0,00			Y14	16,36	85,07	18,00		
Y15		0,00	0,00			Y15		0,00	0,00		
Y16		0,00	0,00			Y16		0,00	0,00		
Y17		0,00	0,00			Y17	2,7	14,04	2,97		
Y18		0,00	0,00			Y18		0,00	0,00		
Y19		0,00	0,00			Y19		0,00	0,00		
Y20	4,86	26,73	9,72			Y20	8,55	44,46	9,41		
Y21	5,17	28,44	10,34			Y21	9,49	49,35	10,44		
Y22	1,79	9,85	3,58			Y22	3,51	18,25	3,86		
Y23	6,30	34,65	12,60			Y23	6,69	34,79	7,36		
Y24	5,99	31,15	6,59			Y24		0,00	0,00		
Y25	4,97	25,84	5,47			Y25		0,00	0,00		
Y26		0,00	0,00			Y26		0,00	0,00		
Y27		0,00	0,00			Y27		0,00	0,00		
Y28		0,00	0,00			Y28		0,00	0,00		
Y29	10,04	55,22	20,08			Y29	12,48	64,90	13,73		
Y30	4,61	25,36	9,22			Y30		0,00	0,00		
Y31	3,48	19,14	6,96			Y31	6,32	32,86	6,95		
Y32		0,00	0,00			Y32		0,00	0,00		
Y33		0,00	0,00			Y33		0,00	0,00		

Fig. 5.25. (b) Ripartizione dei carichi derivanti dai solai per la III e la IV elevazione

5.3.4. ANALISI MODALE

Si valuta ora il comportamento della struttura attraverso l'analisi modale. In *tabella 5.2.* sono riportate le informazioni modali.

Modo	Periodo (s)	M _x (%)	M _y (%)	J _z (%)	Σ M _x (%)	Σ M _y (%)	Σ J _z (%)
1	0,234	58,82	2,19	32,75	58,82	2,19	32,75
2	0,215	3,21	50,63	3,13	62,03	52,82	35,88
3	0,177	0,00	5,26	26,70	62,03	58,08	62,58
4	0,081	13,95	0,00	7,05	75,98	58,08	69,63
5	0,081	0,09	0,00	0,24	76,07	58,08	69,87
6	0,075	0,00	9,42	0,15	76,07	67,50	70,02
7	0,071	0,00	0,30	0,11	76,07	67,80	70,13
8	0,066	0,00	9,26	10,67	76,07	77,06	80,80
9	0,064	0,00	2,88	3,11	76,07	79,94	83,91
10	0,058	0,00	0,11	0,00	76,08	80,05	83,91
11	0,050	0,00	0,46	0,00	76,08	80,51	83,91
12	0,050	17,25	0,13	6,61	93,33	80,64	90,52
13	0,049	2,59	0,00	0,95	95,92	80,64	91,47
14	0,046	0,00	0,30	0,12	95,92	80,94	91,59
15	0,045	0,00	1,09	0,31	95,92	82,03	91,90
16	0,045	0,00	0,00	0,06	95,92	82,03	91,96
17	0,043	0,00	0,30	0,34	95,92	82,33	92,30
18	0,043	0,00	3,99	0,30	95,92	86,32	92,60

Tab. 5.2. Informazione modale della struttura.

In questo caso per studiare il comportamento della struttura ed avere almeno l'85% della massa sollecitata nelle tre direzioni occorre considerare i primi 18 modi di vibrare. Il primo modo di vibrare ha periodo pari a 0,234 sec ed è rototraslazionale in direzione X, mentre il secondo, avente periodo pari a 0,215 sec, è traslazionale in direzione Y. Il terzo modo è rotazionale puro con periodo di vibrazione pari a 0,177 sec, mentre il quarto è rototraslazionale in direzione X con un periodo pari a 0,081 sec.

5.4. CONFRONTO TRA LE DUE MODELLAZIONI

E' ora possibile condurre un confronto tra le due modellazioni, paragonando i risultati derivanti dall'analisi modale. Come si può notare in *tabella 5.3.* i periodi di vibrazione della struttura sono del tutto simili con differenze trascurabili. La Maggiore differenza risiede nel fatto che è necessario considerare nel primo caso 9 e nel secondo 18 modi di vibrare per ottenere una percentuale di massa partecipante

nelle tre direzioni superiore all'85%. Inoltre, nella modellazione con il software *3Muri* la percentuale di massa sollecitata nei primi due modi risulta pari al 72% e 66% rispettivamente, mentre nella modellazione con il *Sap 2000* tali percentuali risultano rispettivamente pari al 59% e al 50%. Le prime quattro forme modali risultano del tutto simili nei due casi, mentre il quinto modo risulta rototraslazionale in direzione Y nel primo caso e nel secondo caso non è coinvolta massa in nessuna direzione. Nel sesto modo avviene invece il contrario.

3 MURI							
Modo	Periodo (s)	M _x (%)	M _y (%)	J _z (%)	Σ M _x (%)	Σ M _y (%)	Σ J _z (%)
1	0.249	72.80	0.27	18.33	72.80	0.27	18.33
2	0.217	0.25	66.06	24.90	73.05	66.33	43.23
3	0.177	0.10	3.59	35.49	73.15	69.92	78.72
4	0.091	13.73	0.46	6.41	86.88	70.38	85.13
5	0.086	0.60	15.58	5.32	87.48	85.96	90.45
6	0.073	0.00	0.00	2.13	87.48	85.96	92.58
7	0.072	0.05	0.01	0.34	87.53	85.97	92.92
8	0.067	5.32	0.01	0.45	92.85	85.98	93.37
9	0.063	5.56	0.49	0.06	98.41	86.47	93.43
10	0.061	1.10	1.52	0.01	99.51	87.99	93.44
11	0.059	0.00	0.08	1.20	99.51	88.07	94.64
12	0.057	0.00	2.38	0.25	99.51	90.45	94.89

SAP 2000							
Modo	Periodo (s)	M _x (%)	M _y (%)	J _z (%)	Σ M _x (%)	Σ M _y (%)	Σ J _z (%)
1	0,234	58,82	2,19	32,75	58,82	2,19	32,75
2	0,215	3,21	50,63	3,13	62,03	52,82	35,88
3	0,177	0,00	5,26	26,70	62,03	58,08	62,58
4	0,081	13,95	0,00	7,05	75,98	58,08	69,63
5	0,081	0,09	0,00	0,24	76,07	58,08	69,87
6	0,075	0,00	9,42	0,15	76,07	67,50	70,02
7	0,071	0,00	0,30	0,11	76,07	67,80	70,13
8	0,066	0,00	9,26	10,67	76,07	77,06	80,80
9	0,064	0,00	2,88	3,11	76,07	79,94	83,91
10	0,058	0,00	0,11	0,00	76,08	80,05	83,91
11	0,050	0,00	0,46	0,00	76,08	80,51	83,91
12	0,050	17,25	0,13	6,61	93,33	80,64	90,52
13	0,049	2,59	0,00	0,95	95,92	80,64	91,47
14	0,046	0,00	0,30	0,12	95,92	80,94	91,59
15	0,045	0,00	1,09	0,31	95,92	82,03	91,90
16	0,045	0,00	0,00	0,06	95,92	82,03	91,96
17	0,043	0,00	0,30	0,34	95,92	82,33	92,30
18	0,043	0,00	3,99	0,30	95,92	86,32	92,60

Tab. 5.3. Confronto tra analisi modali ottenute dalle due modellazioni.

CAPITOLO 6

ANALISI PUSHOVER E VERIFICHE GLOBALI DELLA STRUTTURA

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

6.1. BASI DELLA PROCEDURA

Nell'analisi statica non lineare (pushover), si applicano incrementalmente al modello della struttura particolari distribuzioni di carichi orizzontali; queste hanno il compito di "spingere" in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. In particolare durante l'analisi, i carichi orizzontali vengono tutti scalati, mantenendo invariati i rapporti relativi fra gli stessi ai vari piani, in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura.

Lo scopo dell'analisi, è quello di costruire la cosiddetta "curva di capacità" che descrive il valore dello spostamento del punto di controllo della struttura d_c al crescere del taglio alla base F_b .

Il tracciamento della suddetta curva avviene imponendo due differenti distribuzioni di carico per ciascuna direzione principale dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del primo modo di vibrare. Tale scelta nasce dalla considerazione che la distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze di inerzia durante il sisma.

Direzione di applicazione delle forze	Distribuzione applicata
$\pm X$	Proporzionale alle masse
	Proporzionale alle masse x altezze
$\pm Y$	Proporzionale alle masse
	Proporzionale alle masse x altezze

Fig. 6.1. Le 8 distribuzioni di carico necessarie per la pushover.

Come si può vedere in (fig. 6.1.) è necessario compiere 8 analisi. Tuttavia il § 4.4. dell'OPCM 3431 prescrive di considerare un'ulteriore eccentricità e_{ai} .

$$e_{ai} = \pm 5\% \cdot L$$

in cui L è la dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Ne consegue che occorre considerare tanti modelli quante sono le posizioni che può assumere il centro di massa in considerazione di tale eccentricità accidentale nelle direzioni X ed Y; tutte le 8 analisi devono essere effettuate senza eccentricità, con eccentricità positiva e con eccentricità negativa; l'involuppo di tutte queste condizioni porta ad individuare un totale di 24 analisi.

Si precisa che il punto di controllo deve essere scelto in modo tale che il suo spostamento risulti significativo del comportamento globale della struttura; tipicamente, viene scelto il baricentro dell'ultimo impalcato.

6.2. DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI E DEFORMAZIONI

La domanda, in termini di sollecitazioni e deformazioni, si ottiene in corrispondenza dei valori di spostamento individuati sulla curva di capacità della struttura relativi alla massima risposta attesa per le azioni sismiche corrispondenti ai diversi stati limite. Per calcolare questi punti, si deve ridurre la struttura ad un modello equivalente ad un grado di libertà. Infatti, il passaggio dal modello iniziale a più gradi di libertà (M-gdl) ad un modello equivalente ad un grado di libertà (1-gdl) permette di utilizzare informazioni derivanti dagli spettri elastici di risposta, e quindi di calcolare le sollecitazioni a cui la struttura deve essere in grado di resistere per i diversi stati limite. Secondo l'Ordinanza, il sistema ad 1-gdl è ottenuto dividendo ascisse e ordinate delle curve di capacità a M-gdl per il fattore di partecipazione del primo modo, espresso dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

dove ϕ_i è l' i -esimo elemento del primo autovettore e m_i è la massa dell' i -esimo piano.

Lo spostamento e il taglio alla base del sistema equivalente si ricavano dalle relazioni tratte dal § 4.5.4.3 dell'OPCM 3274:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

La curva ottenuta viene approssimata con una bilineare (*fig. 6.2.*) utilizzando il criterio di equivalenza delle aree, che prevede l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva e l'area sottesa dalla bilineare. Così facendo la capacità di dissipazione energetica in campo non lineare del modello ad 1-gdl viene conservata in quello bilineare equivalente.

Si calcola la forza di snervamento F_y^* e il corrispondente spostamento d_m^* in relazione al taglio alla base ultimo F_{bu} e al corrispondente spostamento d_{cu} del sistema M-gdl:

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$$

$$d_m^* = \frac{d_{cu}}{\Gamma}$$

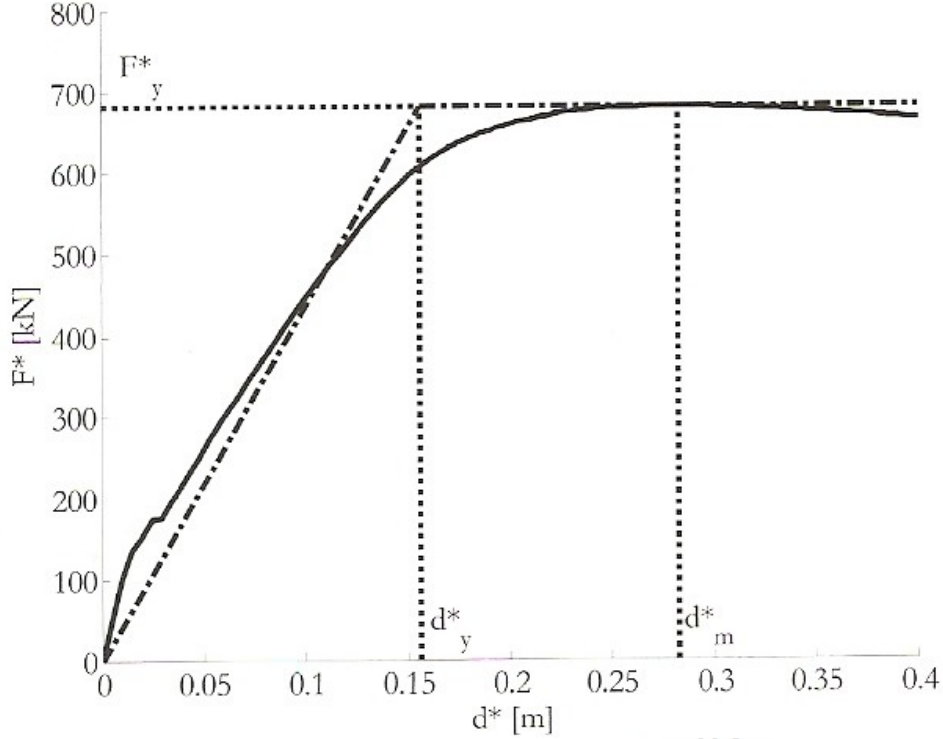


Fig. 6.2. Curva di capacità del sistema ad 1 -gdl e bilineare equivalente

Per determinare in modo completo il modello equivalente è necessario conoscere anche lo spostamento d_y^* . Questo spostamento, rappresenta il limite di esaurimento del comportamento lineare e l'origine del tratto perfettamente plastico del modello in questione. Per calcolare d_y^* si utilizza il criterio dell'uguaglianza delle aree, che impone l'uguaglianza tra l'area del trapezio di vertici $(0,0)-(d_m^*,0)-(d_m^*, F_y^*)-(d_y^*, F_y^*)$, e l'area sottesa dalla curva di capacità ad 1-gdl nel tratto tra 0 e d_m^* . Si denomina quest'ultima area come E_m^* .

La rigidezza del tratto elastico del sistema bilineare equivalente k^* si può adesso determinare tramite l'equazione:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*}$$

Alternativamente, come suggerito dall'OPCM 3431, si può definire k^* tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il taglio massimo (F_{max}^*) e quindi individuare, nel caso di una curva di pushover senza plateau orizzontale, il valore di F_y^* , come intersezione della secante con una retta orizzontale disposta in modo da avere l'uguaglianza delle aree

sottese dalla curva F^*-d^* e dalla curva bilineare fino al punto di spostamento di picco (fig. 6.3.).

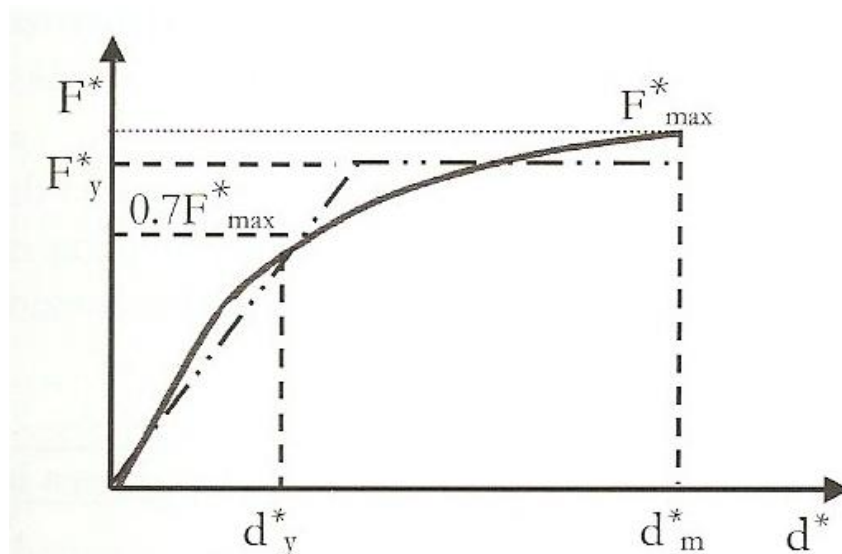


Fig. 6.3. Definizione del diagramma bilineare equivalente con retta secante.

Quest'ultimo metodo, applicato in modo da assicurare l'eguaglianza delle aree sottese dalla curva F^*-d^* e dalla curva bilineare fino al punto di spostamento massimo d_{max}^* relativo allo stato limite da verificare, può essere conveniente quando d_{max}^* risulta essere ben oltre il punto di picco della curva. In tal caso infatti può essere poco conservativo scegliere una bilineare rispetto al punto di picco in quanto l'area sottesa dalla curva bilineare fino a d_{max}^* sarebbe maggiore rispetto a quella sottesa dalla curva reale, il che equivarrebbe a sottostimare eccessivamente la capacità dissipativa del sistema. Inoltre si nota come questa soluzione sia soddisfacente anche quando la richiesta di spostamento d_{max}^* risulti minore di d_y^* (fig. 6.4.).

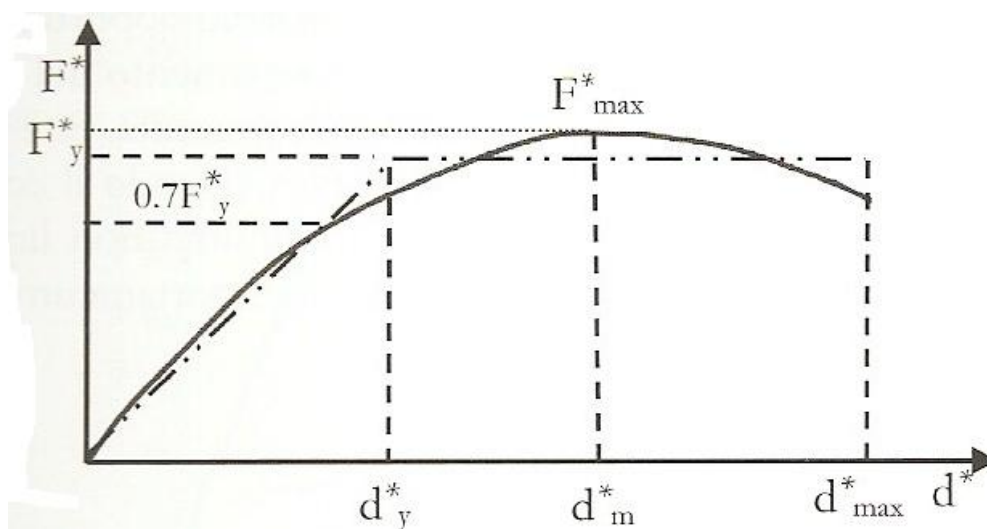


Fig. 6.4. Curva pushover fino allo spostamento d_{max}^* dello SL considerato.

Trattandosi ora di un modello ad un grado di libertà è lecito usare gli spettri in accelerazione e spostamento per individuare la domanda in spostamento associata ad una data azione sismica (stato limite). Grazie a questi è quindi possibile individuare, con riferimento ad un certo stato limite, il massimo spostamento o accelerazione da attribuire ad una struttura di determinato periodo proprio T^* .

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Si ricava quindi dallo spettro in spostamento la domanda in spostamento relativa allo stato limite considerato (fig. 6.5.):

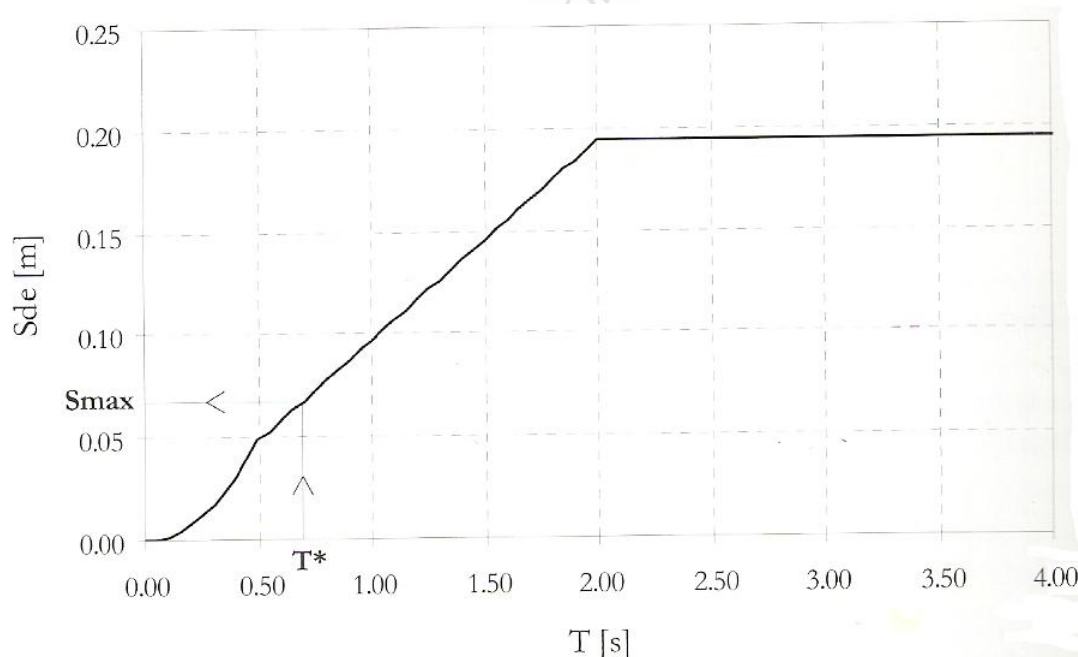


Fig. 6.5. Spettro elastico in spostamento relativo.

Lo spettro in spostamento sopra descritto si riferisce ad un oscillatore elastico, ma il sistema equivalente ha comportamento bilineare e quindi elasto-plastico. Per tenere in conto di ciò si procede nel seguente modo (§ 4.5.4.4. dell'OPCM 3274):

- Se $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella del sistema elastico di pari periodo (uguaglianza degli spostamenti).

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Il pedice "e" significa "elastico", $d_{e,max}^*$ si riferisce quindi al modello elastico, mentre d_{max}^* è la domanda in spostamento del sistema equivalente bilineare.

- Se $T^* < T_C$ la risposta del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene applicando l'equazione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

$$q^* = \frac{S_{Ae} \cdot (T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta del sistema elastico e la forza di snervamento del sistema equivalente. In caso risulti $q^* \leq 1$ allora si considera $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

A tale riguardo, l'OPCM 3431 definisce al § 8.1.5.4. la capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo valutata in corrispondenza dei seguenti punti:

- *Stato limite di danno*: dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati al punto 4.11.2 (spostamento di interpiano – drift – pari, per gli edifici in muratura ordinaria, al valore di 0,3% dell'altezza di interpiano);
- *Stato limite ultimo*: dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Operativamente, nel corso dell'analisi, lo spostamento del nodo di controllo deve essere incrementato fino al raggiungimento delle condizioni sopra esposte.

Tale domanda in spostamento, relativa al sistema ad un grado di libertà, deve poi essere convertita nel modello della struttura reale. Tale operazione si esegue utilizzando nuovamente il fattore di partecipazione, invertendo le equazioni. Si è giunti quindi alla determinazione della domanda in spostamento da utilizzare per individuare, sulla curva di capacità, il punto rappresentativo dello stato limite considerato; l'ordinata di tale punto rappresenta il taglio alla base da considerare relativamente allo stato limite scelto.

La curva di capacità permette di valutare importanti parametri strutturali, quali lo spostamento globale, lo spostamento relativo fra i vari piani, le deformazioni e le sollecitazioni dei vari elementi strutturali; si è quindi in grado di valutare la domanda della struttura sia in termini di resistenza che di deformabilità.

Fra le svariate informazioni riguardo la risposta in campo non lineare della struttura, sulla curva taglio alla base-spostamento è possibile valutare in modo accurato il

fattore di sovra resistenza definito dal rapporto α_u/α_l (§ 8.1.3 dell'OPCM 3431), in cui rispettivamente α_u è definito in corrispondenza della curva in cui il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima e α_l di quello in cui si ha il raggiungimento del 90% della massima forza resistente dell'edificio (fig. 6.6.).

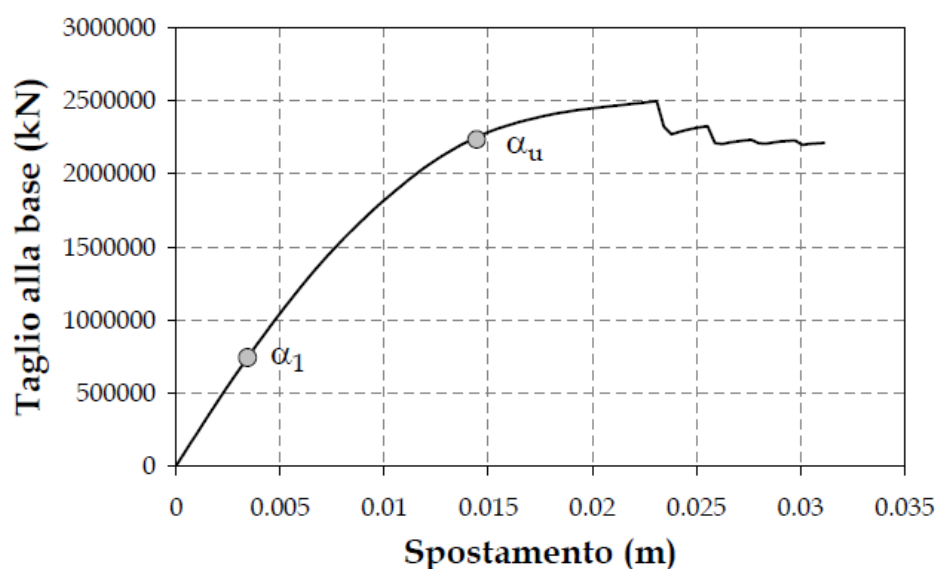


Fig. 6.6. Curva di capacità con evidenziati α_u e α_l

Tale fattore fornisce una quantificazione del comportamento per cui la resistenza strutturale (in termini di taglio alla base) ha un andamento crescente anche ben oltre il limite elastico. Infatti, essa continua a crescere anche ben oltre il raggiungimento del limite elastico da parte del primo pannello murario, per effetto di una ridistribuzione non lineare delle tensioni sugli altri elementi ancora in fase elastica.

La "capacità" offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell'ottica di una verifica sismica, con la "domanda" richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico. Gli effetti della dissipazione di energia, che offrono un ulteriore margine di resistenza non spiegabile ricorrendo alla sola teoria elastica lineare, sono rilevanti soprattutto nel campo della risposta non lineare della struttura: per tenerne conto si effettua una riduzione della domanda.

La risposta attesa per l'edificio, in funzione di una determinata azione, è così ottenuta attraverso l'identificazione del *performance point* (la cui coordinata in termini di spostamenti spettrali corrisponde a d_{max}^*), intersezione tra la curva di capacità, opportunamente trasformata attraverso la definizione dell'equivalente sistema ad un unico grado di libertà, e lo spettro della domanda elastico (in termini di accelerazione S_e e di spostamento S_{De}), adeguatamente ridotto in funzione delle caratteristiche in fase anelastica (S_{anel} , S_{Danel}) (fig. 6.7.). Affinché queste due curve possano essere

confrontate è necessario convertirle nello stesso formato, riportando in ordinate le accelerazioni spettrali ed in ascisse gli spostamenti spettrali.

$$\text{Domanda} \quad a_D = S_e(T, \nu, 2g) \quad d_D = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_e(T, \nu, 2g)$$

$$\text{Capacità} \quad a_C = \frac{F_h}{m \cdot \alpha} \quad d_C = \frac{d_B}{\Gamma \Phi_t}$$

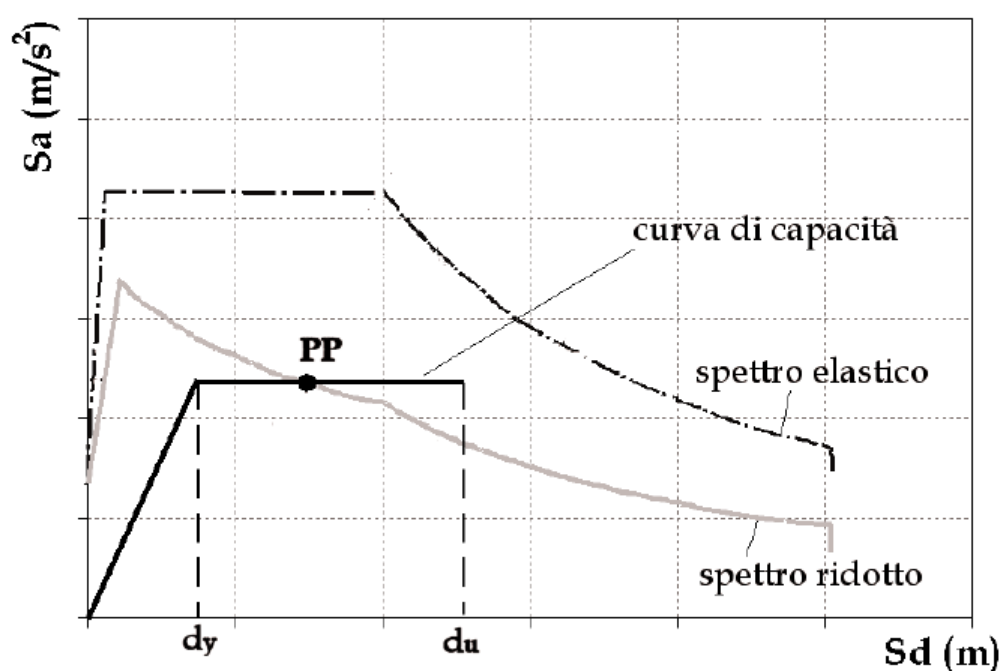


Fig. 6.7. Valutazione del "punto di funzionamento" o "performance point" PP della struttura

La "capacità" offerta dalla struttura e la "domanda" richiesta dal sisma sono mutuamente dipendenti: esse sono legate alla variazione di rigidezza e di smorzamento sviluppato dal sistema nel corso dell'evento. Affinché il *performance point* sia rappresentativo di uno stato di danno, è necessario che le due curve siano associate agli stessi parametri caratterizzanti la struttura. Come già accennato, ad incremento degli spostamenti e all'evolvere dello stato di danneggiamento in ambito non lineare, infatti, corrispondono un aumento del periodo fondamentale ed un incremento dello smorzamento della struttura: in genere, ciò è tenuto in considerazione tramite una riduzione dello spettro della domanda rispetto a quello elastico.

Per effettuare questa riduzione, in letteratura sono proposti due differenti approcci metodologici: il primo, usualmente indicato come spettro sovrasmorzato, si basa su uno spettro elastico riferito ad un valore di smorzamento equivalente (Freeman 1978, ATC-40 1996); l'altro si riferisce ad uno spettro anelastico ottenuto introducendo il concetto di duttilità (Fajfar 1999, 2000, OPCM 3274/2003, Eurocodice 8).

Con riferimento agli spettri anelastici, la riduzione è operata tramite l'introduzione di un fattore funzione della duttilità del sistema strutturale (definita come il rapporto tra il massimo spostamento atteso per la struttura e quello corrispondente allo snervamento) e del rapporto che intercorre tra il periodo elastico della struttura (T_1) e quello caratterizzante il suolo, in genere assunto pari a quello che delimita il campo dello spettro ad accelerazione costante (T_C).

Si noti che nel caso in cui sia $T_1 > T_C$ l'individuazione della massima risposta attesa della struttura (d_{max}^*) coincide con l'ipotesi di eguaglianza di spostamenti tra il sistema bilineare equivalente e il sistema con comportamento indefinitamente elastico caratterizzato dallo stesso periodo (fig. 6.8.).

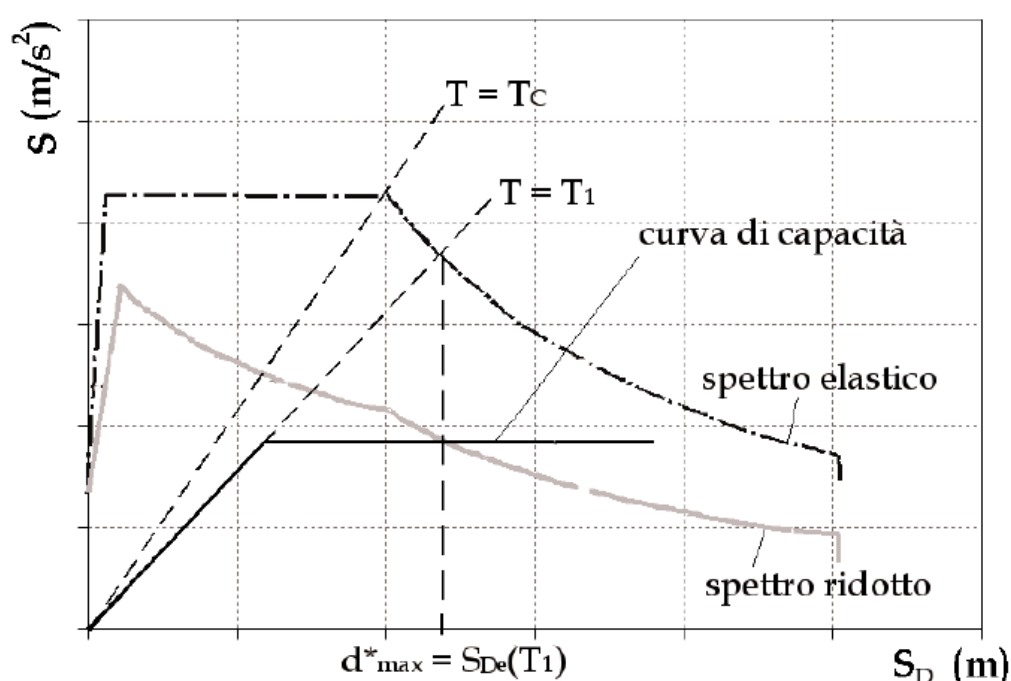


Fig. 6.8. Valutazione della massima risposta attesa dalla struttura (d_{max}^*).

Istituita la relazione tra il sistema originario e quello equivalente ad un unico grado di libertà, è immediato ricondursi allo spostamento massimo atteso per la struttura indagata.

A questo punto, nel caso delle murature, la verifica di sicurezza per questo tipo di analisi si traduce in una verifica globale dell'edificio operata confrontando la capacità di spostamento ultimo dell'edificio, identificata sulla curva di capacità con opportuni criteri (§ 8.1.5.4 dell'OPCM 3431), con la domanda di spostamento ottenuta con la logica di cui sopra.

6.3. VERIFICHE DI SICUREZZA

La verifica della struttura avviene in termini globali e non puntuali, diversamente da quanto accade per le analisi lineari.

Tale differenza risiede nel diverso approccio intrinseco nella modalità stessa di analisi. Mediante l'analisi non lineare si tiene in conto, come del resto già evidenziato, della ridistribuzione delle azioni sugli elementi quando uno o più di essi superi il limite elastico o pervenga a collasso: in tal senso sarebbe privo di significato effettuare una verifica in termini di resistenza al pari dell'analisi statica lineare.

In altri termini, la verifica viene operata confrontando la massima risposta in spostamento, che rappresenta la risposta attesa per la struttura conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, con la capacità ultima del sistema definita opportunamente sulla curva ricavata tramite l'analisi pushover.

La verifica si ritiene soddisfatta quando l'operazione di confronto, effettuata per tutte le curve considerate (per ciascuna direzione e per ogni possibile combinazione dell'eccentricità accidentale aggiuntiva) risulti positiva in ogni caso.

I controlli da eseguire in merito alle verifiche allo SLU e allo SLD sono i seguenti:

- Stato Limite Ultimo (SLU):

$$D_{max} \leq D_u$$

D_{max} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico;

D_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente al decadimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo;

$$q^* < 3$$

q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

- Stato Limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_d$$

D_{max}^{SLD} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato come D_{max} assumendo

$$a_g^{SLD} = \frac{a_g}{2.5}$$

D_d è lo spostamento massimo allo SLD, corrispondente al minimo valore tra quello di taglio massimo e quello che causa il superamento del valore massimo di drift di interpiano (0.003).

6.4. ANALISI PUSHOVER DELLA STRUTTURA

L'analisi di spinta (pushover) della struttura, è stata condotta attraverso il software *3Muri*, per valutare la capacità della struttura nel suo stato ante sisma e confrontarla con la domanda imposta dal sisma di progetto.

La curva di capacità è stata costruita utilizzando lo spostamento di un nodo di controllo appartenente all'ultima elevazione e prossimo al baricentro della struttura (fig. 6.9). Sono state eseguite le 24 analisi previste dalla normativa ed elencate nel paragrafo 6.1. (fig. 6.10.).

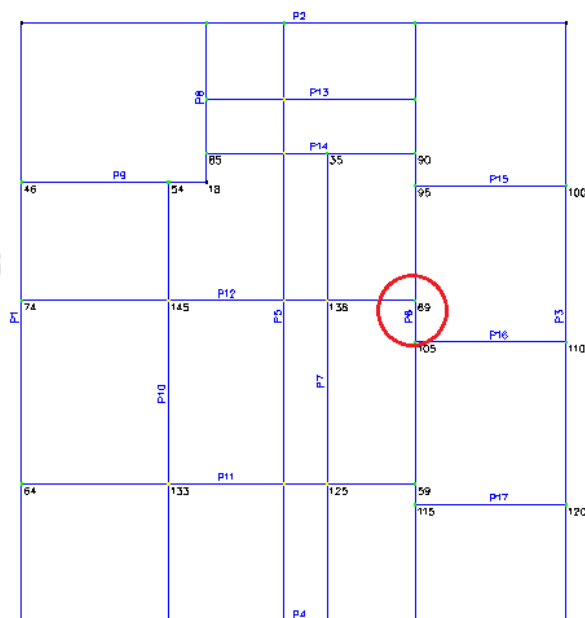


Fig. 6.9. Nodo di controllo utilizzato per la costruzione della curva di capacità.

Analisi - Normativa : NT 08

Dati generali
 Piano Campagna: 0 [cm]
 Step critico: 500
 Precisione p.p.: 0.005

Nodo di controllo
 Livello: [4] Livello 4
 Nodo: 69
☒ Spostamento del Nodo di controllo
☐ Spostamenti medi del livello selezionato
☐ Spostamenti Medi pesati

Abilita analisi
 Dir. sisma: Tutte
 Carico sismico: Tutti
 Eccentricità: Tutte

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Sottopassi	Precisione	Spost. max [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.0	200	0.005	16.00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.0	200	0.005	16.00
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.0	200	0.005	16.00
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.0	200	0.005	16.00
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.0	200	0.005	16.00
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.0	200	0.005	16.00
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.0	200	0.005	16.00
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.0	200	0.005	16.00
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	87.3	200	0.005	16.00
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-87.3	200	0.005	16.00
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	87.3	200	0.005	16.00
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-87.3	200	0.005	16.00
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	87.3	200	0.005	16.00
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-87.3	200	0.005	16.00
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	87.3	200	0.005	16.00
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-87.3	200	0.005	16.00
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	79.5	200	0.005	16.00
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-79.5	200	0.005	16.00
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	79.5	200	0.005	16.00
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-79.5	200	0.005	16.00
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	79.5	200	0.005	16.00
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-79.5	200	0.005	16.00
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	79.5	200	0.005	16.00
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-79.5	200	0.005	16.00

Modifica
 Imposta dati comuni
 Disabilita analisi
 Disabilita tutte le analisi
 OK
 ?

Fig. 6.10. Analisi eseguite per la costruzione della curva di capacità.

Dai risultati dell'analisi risulta che per 2 delle 24 analisi allo SLU la struttura risulta verificata, mentre per 19 delle 24 analisi allo SLD la struttura risulta verificata (fig. 6.11.).

Verifica analisi

Normativa: OPCM 3274, NT 05, **NT 08**, DM 96

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^u SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.0	2.25	1.28	2.740	0.63	1.12	0.46	1.12	0.643	1.5
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.0	1.70	1.12	2.094	0.42	0.96	0.33	0.96	0.748	1.7
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.0	2.23	1.12	2.827	0.62	0.96	0.45	0.96	0.587	1.3
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.0	1.21	1.12	1.549	0.32	0.80	0.25	0.80	0.955	2.0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.0	1.76	1.28	2.020	0.45	0.80	0.35	0.80	0.802	1.5
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.0	1.17	1.12	1.529	0.30	0.80	0.24	0.80	0.976	2.0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.0	1.70	1.76	2.102	0.42	1.12	0.33	1.12	1.027	1.9
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	87.3	1.73	1.20	2.060	0.44	0.88	0.34	0.88	0.775	1.6
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-87.3	1.71	1.12	2.028	0.44	1.04	0.34	1.04	0.748	1.8
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	87.3	2.27	1.28	2.745	0.63	1.12	0.46	1.12	0.639	1.5
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-87.3	2.22	1.28	2.745	0.62	1.20	0.45	1.20	0.650	1.6
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	87.3	1.70	1.12	2.091	0.42	0.96	0.33	0.96	0.748	1.7
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-87.3	1.71	1.04	2.079	0.43	0.96	0.33	0.96	0.712	1.7
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	87.3	2.24	1.20	2.834	0.63	0.96	0.45	0.96	0.615	1.3
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-87.3	2.23	1.12	2.831	0.62	1.04	0.45	1.04	0.587	1.4
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	79.5	1.28	1.12	1.548	0.34	0.88	0.27	0.88	0.924	2.0
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-79.5	1.15	0.88	1.544	0.30	0.80	0.23	0.80	0.861	2.0
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	79.5	1.84	1.28	2.066	0.48	0.96	0.37	0.96	0.773	1.6
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-79.5	1.68	0.96	1.972	0.43	0.80	0.33	0.80	0.692	1.5
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	79.5	1.24	1.36	1.588	0.32	0.88	0.25	0.88	1.058	2.0
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-79.5	1.12	0.88	1.527	0.29	0.80	0.23	0.80	0.873	2.0
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	79.5	1.76	1.60	2.134	0.44	0.96	0.35	0.96	0.930	1.6
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-79.5	1.64	1.36	2.094	0.40	0.96	0.31	0.96	0.876	1.7

Visualizza dettagli analisi
 Inserisci tutte le analisi in relazione
 Attiva normativa
 Cancella analisi
 Esci
 ?

Legenda colori
☒ Verificato ☐ Non verificato ☐ Non converge a p.p. ☐ Analisi più gravosa

Piano-Soil

Fig. 6.11. Verifica delle analisi.

In particolare, le analisi più gravose nelle due direzioni risultano essere la numero 16 per quanto riguarda la direzione X e la numero 20 per quanto riguarda la direzione Y. In *fig. 6.12.* sono riportate le curve di capacità per le due analisi, dalle quali si può notare che lo spostamento D_u precedentemente definito è pari in un caso a 1,12 cm mentre nell'altro a 0,96 cm.

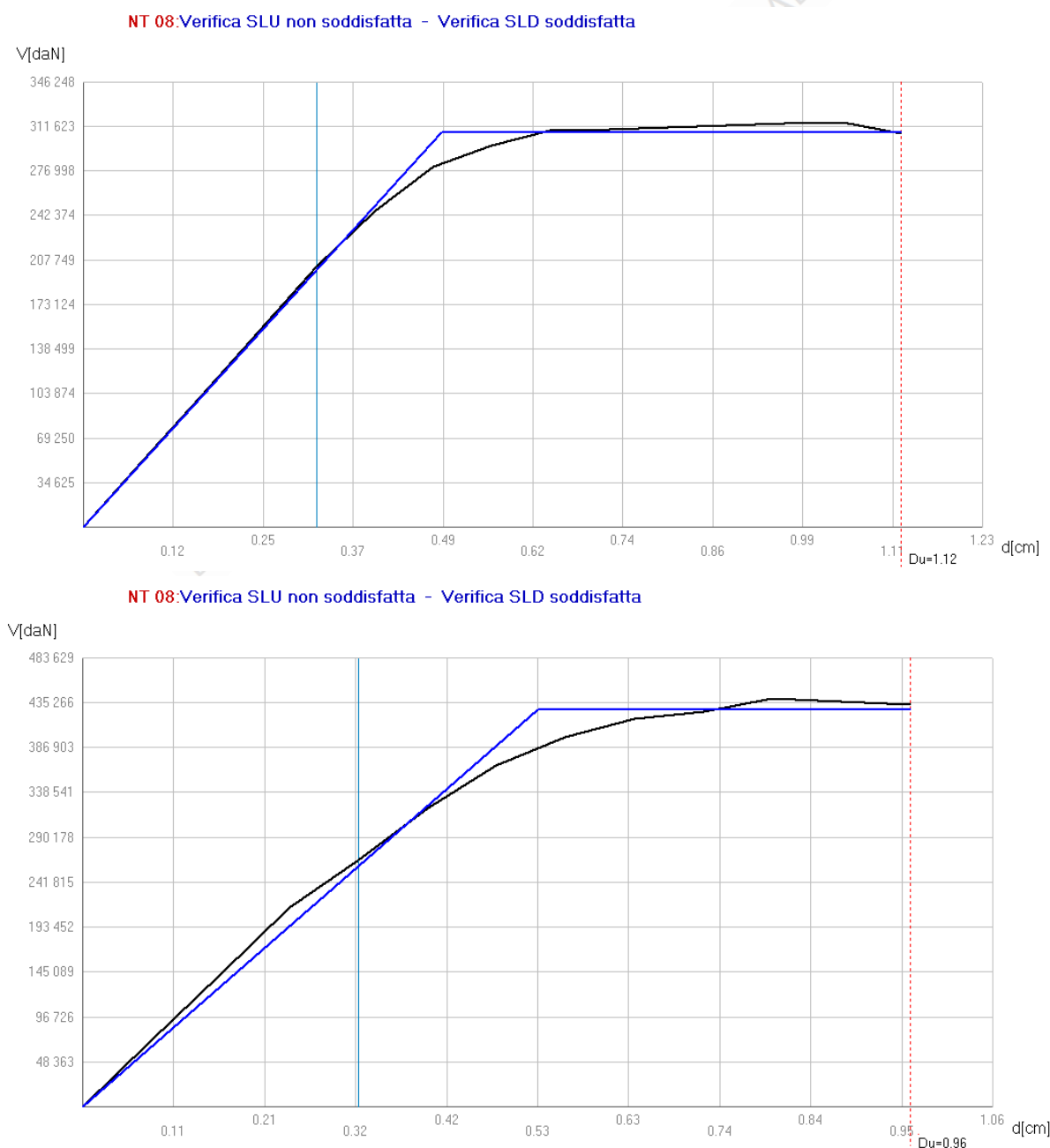
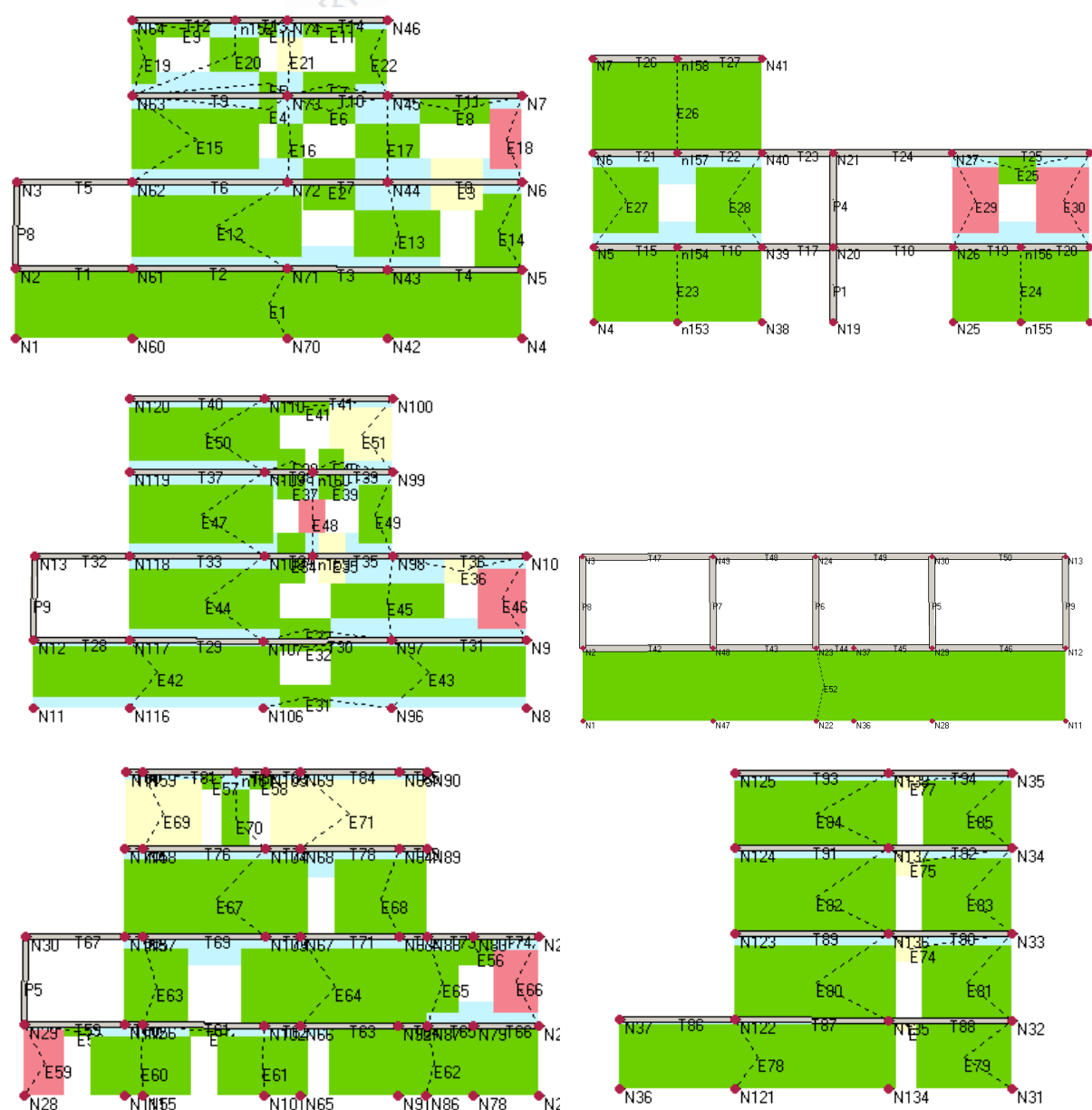
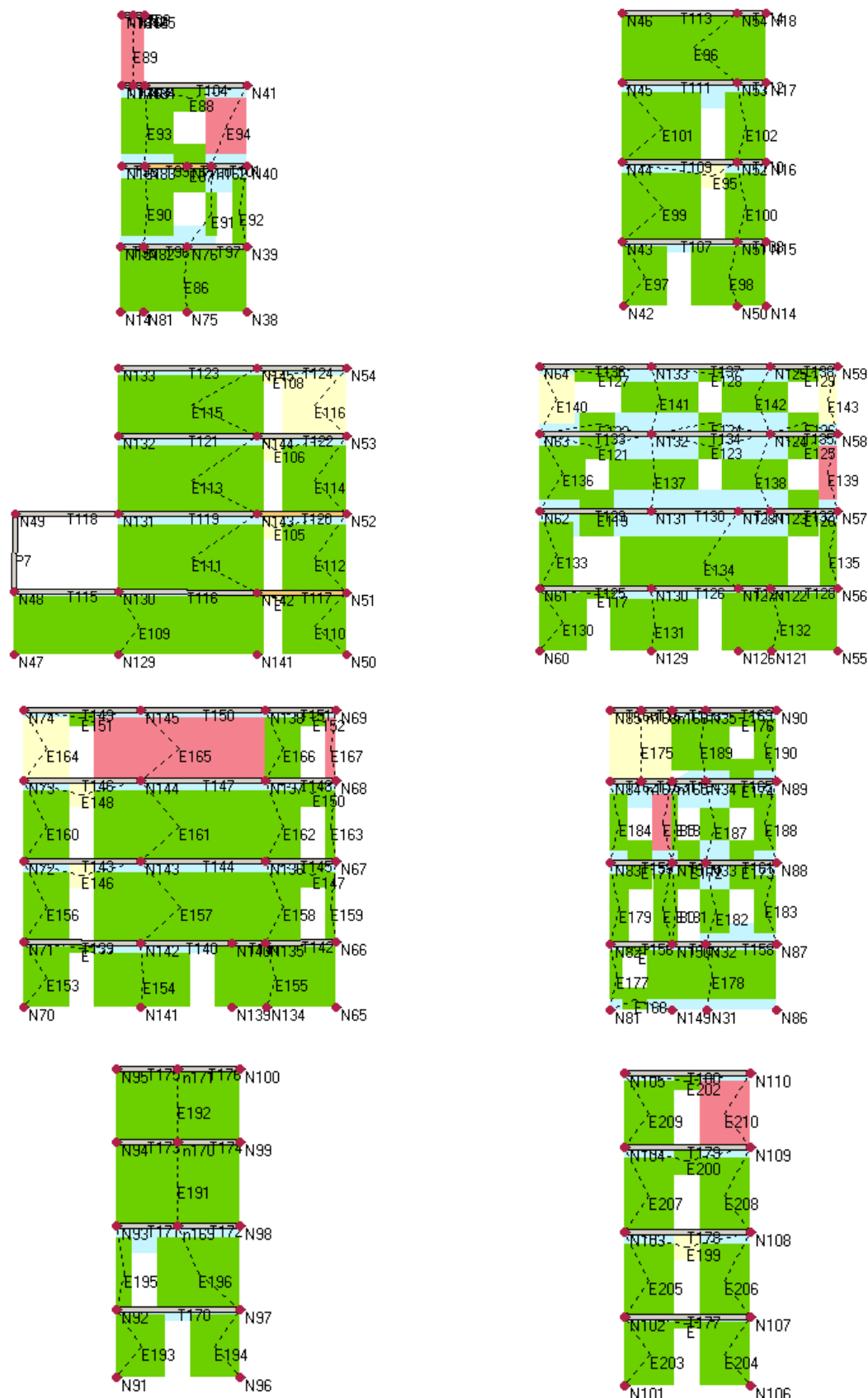


Fig. 6.12. Curve di capacità per l'analisi 15 e l'analisi 20.

6.5. CAPACITA' RESISTENTE DELLA STRUTTURA

Si valuta ora la capacità resistente della struttura, espressa come accelerazione che è in grado di sostenere senza giungere a rottura. Si può notare che già per spostamenti dell'ordine di 0,32 cm, corrispondenti nei due casi ad un taglio applicato alla base V pari a 2050000 N e 2650000 N, numerosi setti murari giungono al collasso per pressoflessione o per taglio. In particolare in *fig. 6.13.*, in cui è riportato lo stato deformativo dei vari setti murari, è possibile notare che la maggior parte dei setti del quarto livello giungono al collasso per taglio (setto di colore giallo) o per pressoflessione (setto di colore rosso). Anche al secondo ed al terzo livello si hanno numerose rotture di pannelli, ma in questo caso solo per pressoflessione. Infine, si hanno anche alcune rotture per taglio delle fasce di piano, in prevalenza al secondo ed al terzo livello.





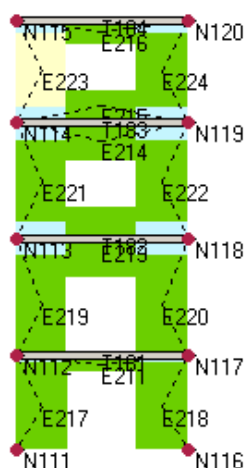


Fig. 6.13. Stato deformativo dei setti per uno spostamento del punto di controllo di 0,32 cm.

Considerando le due analisi più gravose, si può determinare l'accelerazione spettrale S_e di riferimento che la struttura è in grado di sostenere senza giungere al collasso, pur subendo i danni sovraesposti, nell'ipotesi di distribuzione uniforme dell'accelerazione ai diversi piani (§ 7.10.5.3.1 delle NTC 2008). Dalla seguente formula si ha:

$$a = \frac{V \cdot q}{m} = \frac{2050000 \text{ N} \cdot 1,5}{15613000 \text{ kg}} = 0,20 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

in cui:

V è la forza tagliante imposta alla base;

q è il fattore di struttura;

m è la massa in chilogrammi della struttura.

CAPITOLO 7
INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO
SISMICO DELLA STRUTTURA

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

7.1. STRATEGIE DI INTERVENTO

Nel precedente capitolo è stata determinata la massima accelerazione che la struttura è in grado di sostenere, quantificata in $0,2 \text{ m/s}^2$. Tale accelerazione risulta molto minore rispetto a quella di progetto relativa allo SLU per il sito in esame, pari a $2,56 \text{ m/s}^2$; il rapporto tra le due è infatti pari a 0,078.

In questa situazione, pur ripristinando le condizioni ante sisma della struttura, questa si troverebbe nello stesso stato di vulnerabilità nei confronti di un nuovo evento sismico. Si percorre perciò la strategia del miglioramento sismico attraverso interventi di tipo locale e globale sulla struttura, ripristinando e rinforzando i setti murari, per poi valutare nuovamente la capacità che la struttura ha di sostenere le sollecitazioni derivanti dal sisma di progetto, ed eventualmente intervenire ulteriormente con interventi di adeguamento sismico.

7.2. RIPRISTINO DELLA STRUTTURA

In base al quadro di danno descritto nel capitolo 3, i danni maggiori presenti nella struttura sono dovuti a meccanismi di collasso di II modo, cioè agenti nel piano dei setti murari. Il meccanismo prevalente di collasso dei setti è stato quello di rottura a taglio con evidenti lesioni a croce. Meno frequenti sono state le lesioni per meccanismi di pressoflessione. Il cinematismo locale più importante si è attivato alla seconda elevazione ed ha comportato la rotazione verso l'esterno di una parete in seguito all'innescò di una cerniera plastica, con conseguente distacco del solaio ad essa collegato.

7.2.1. INTERVENTO "SCUCI-CUCI"

L'intervento principale che deve essere eseguito è il ripristino dei setti murari, e viene eseguito attraverso la tecnica "scuci-cuci" attraverso la quale le zone di muratura danneggiate vengono rimosse e si procede alla realizzazione di una nuova tessitura muraria con elementi sani. Tale tecnica risulta ottimale soprattutto per quanto riguarda i pannelli murari costituiti da mattoni. Di seguito sono esposte le fasi operative per eseguire tale tecnica:

- Puntellamento di entrambi i lati del muro;
- Recupero di materiale uguale a quello da integrare. Questa tecnica comporta lo smontaggio degli elementi circostanti la frattura, con conseguenti rischi di fratture: si ha pertanto la necessità di disporre di una certa quantità di mattoni uguali a quelli esistenti. L'utilizzo di

elementi di dimensioni diverse genera discontinuità nella trama e può provocare scollamenti strutturali tra parti vecchie e nuove;

- Raschiatura e pulitura dei bordi del vano che si ricava nello spessore del muro;
- Individuazione della zona da cui iniziare e la direzione di sviluppo. La tecnica si usa in presenza di un quadro fessurativo della muratura che può presentarsi più o meno complesso, ramificato ed esteso. Normalmente si inizia dal punto più basso, ma non è una regola immutabile: occorre valutare con attenzione come deve progredire il lavoro, tenendo conto anche delle eventuali tensioni presenti nella muratura stessa;
- Iniziare a smontare la zona di muratura scelta. Utilizzando punta e mazzetta e scalpelli a punta larga, si va ad agire tra mattone e mattone, cercando di scalzare ogni singolo elemento senza romperlo o danneggiarlo. Possono essere utilizzati cunei in ferro o, in caso di forte adesione della malta, strumenti abrasivi. La zona smontata deve essere di dimensione limitata (non più di 20 - 30 mattoni per volta) e deve avere un contorno frastagliato per permettere la successiva ammorsatura tra parte esistente e quella rifatta;
- Preparazione delle superfici e dei mattoni. E' necessario a questo punto preparare le superfici ed i mattoni per la messa in opera; con picchette, spazzole ed eventualmente getti d'aria pulire accuratamente la muratura ed i mattoni ricavati. Quindi bagnare il tutto per favorire l'adesione della malta;
- Ricucire la muratura. Occorre in primo luogo preparare la malta: l'operazione, apparentemente semplice, deve essere studiata ed eseguita con cura, perché si deve ottenere una malta più possibile simile a quella originale. A questo punto, utilizzando i mattoni di recupero o analoghi preventivamente bagnati, si inizia a porre in opera i corsi di laterizi prestando particolare attenzione a ripetere la configurazione originale e gli opportuni spessori di malta;
- Ripetere scucitura e cucitura secondo la direzione prefissata. A questo punto si ripete l'operazione seguendo la direzione stabilita precedentemente. E' necessario che il processo di presa della malta nella prima zona sia iniziato ma non ancora concluso, per permettere un comportamento il più possibile omogeneo alla parte ricucita;
- Risarcire i giunti degradati e stuccare le fughe e rifinitura della muratura. Con la stessa malta usata per legare i mattoni, si risarciscono i giunti degradati nella restante muratura esistente, e nel caso di muratura a faccia vista, si stuccano le fughe.

7.2.2. INTERVENTO CON FIBRE COMPOSITE

Dopo aver ripristinato la continuità delle murature con l'intervento precedentemente descritto, si procede a rinforzare la struttura con la tecnica dell'intonaco armato per conferirle maggiore resistenza sotto l'azione sismica.

Si intende utilizzare una rete in materiale composito *FRP* (*FiberReinforcedPolymers*), una fibra di vetro alcalino-resistente con resina termoindurente di tipo vinilestere, prodotto dall'azienda *Fibre Net S.r.l.* In fig. 7.1. è riportato lo schema di una parete rinforzata con fibre in *FRP*.

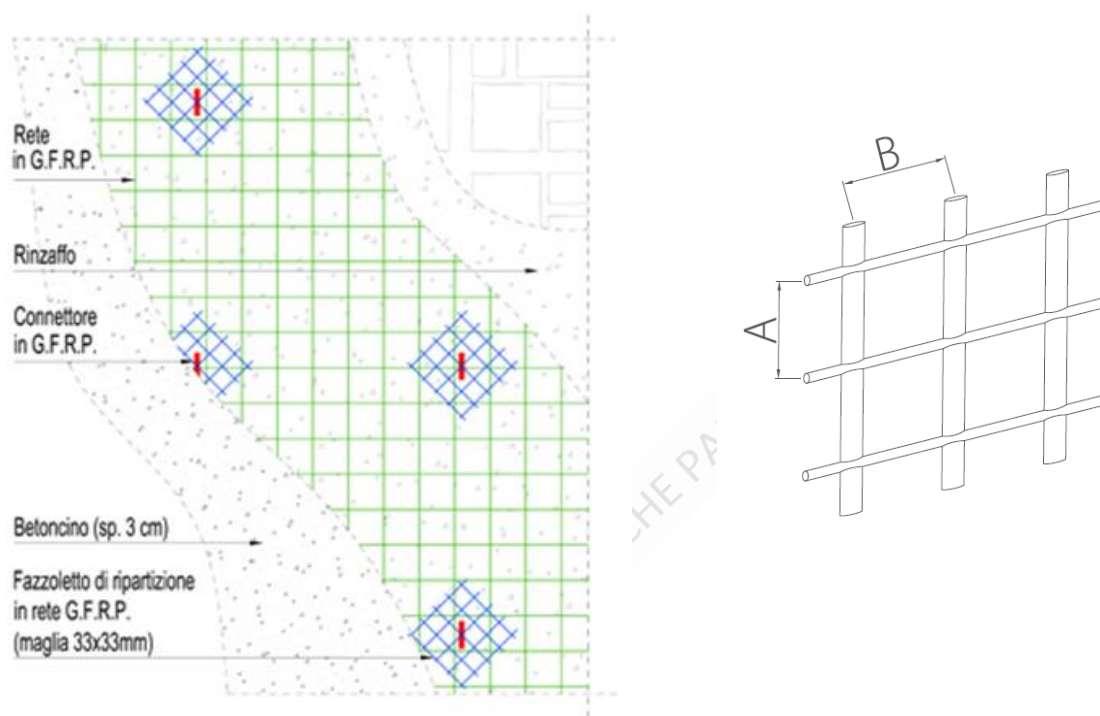


Fig. 7.1. Schema di parete rinforzata con rete in fibra FRP(a), particolare della rete (b).

7.2.2.1. TECNICA DELL'INTONACO ARMATO

Questa tecnica consiste nell'applicazione di reti e connettori in *FRP* sulla superficie delle murature, debitamente inglobate nell'intonaco di spessore limitato in relazione alle necessità progettuali. La maggiore efficacia del sistema si ottiene realizzando l'intonaco armato su entrambe le facce della muratura. L'utilizzo del sistema di consolidamento *FIBREBUILD* non richiede particolari tipi di malte, si possono infatti utilizzare malte a base cementizia, calce idraulica, pozzolana ecc.

7.2.2.2. VANTAGGI DEL SISTEMA

L'utilizzo del sistema *FIBREBUILD* consente di ottenere un significativo aumento delle caratteristiche meccaniche della struttura muraria in modo uniforme e non invasivo. Grazie alle proprietà inossidabili del materiale è possibile utilizzare malte con leganti tradizionali come le calce idrauliche. Lo spessore di intervento e l'apporto di massa molto limitati, permettono l'utilizzo del sistema in interventi in zone ad elevato rischio sismico.

7.2.2.3. PROCEDURA APPLICATIVA

Le operazioni di applicazione in cantiere si riassumono come segue:

- Demolizione dell'intonaco esistente e delle parti morte e scarifica di circa 2 cm dei giunti di allettamento per favorire l'aderenza della malta e la penetrazione negli incavi.
- Lavaggio e bagnatura della superficie a saturazione.
- Eventuale ricostruzione di parti di murature mancanti o particolarmente danneggiate (intervento "scuci-cuci" visto nel paragrafo precedente).
- Applicazione di un primo strato di rinzaffo al paramento murario.
- Messa in opera della rete srotolando il rotolo dal basso verso l'alto o viceversa, fra il ponteggio e la muratura (*fig. 7.2. a*).
- Fissaggio provvisorio della rete alla muratura con chiodi da carpenteria per permettere il corretto posizionamento e il taglio della rete in corrispondenza delle aperture. Il taglio della rete viene realizzato per mezzo di cesoie e/o tronchesi da cantiere o con smerigliatrice angolare.
- Sovrapporre le fasce di rete per circa 15 - 20 cm al fine di garantire la continuità meccanica.
- Non piegare la rete ad angolo vivo per evitare eventuale rottura delle fibre.
- Montaggio degli angolari in corrispondenza degli spigoli sovrapponendoli alla rete già stesa per circa 15 - 20 cm.
- Esecuzione di fori del diametro di 24 mm per i connettori passanti, nel numero previsto da progetto da realizzarsi in zone compatte della muratura, preferibilmente con utensili a rotazione. E' sufficiente un foro di diametro 14 - 18 mm laddove il connettore è singolo (fori non passanti e/o rinforzo su un solo lato della muratura) (*fig. 7.2. b*).
- Pulizia dei fori, inserimento dei connettori ed iniezione di ancorante chimico o malte strutturali a ritiro compensato.

- Applicazione di circa 2,5 - 3 cm di intonaco con caratteristiche di progetto.
- Applicazione dello strato di finitura se richiesto.

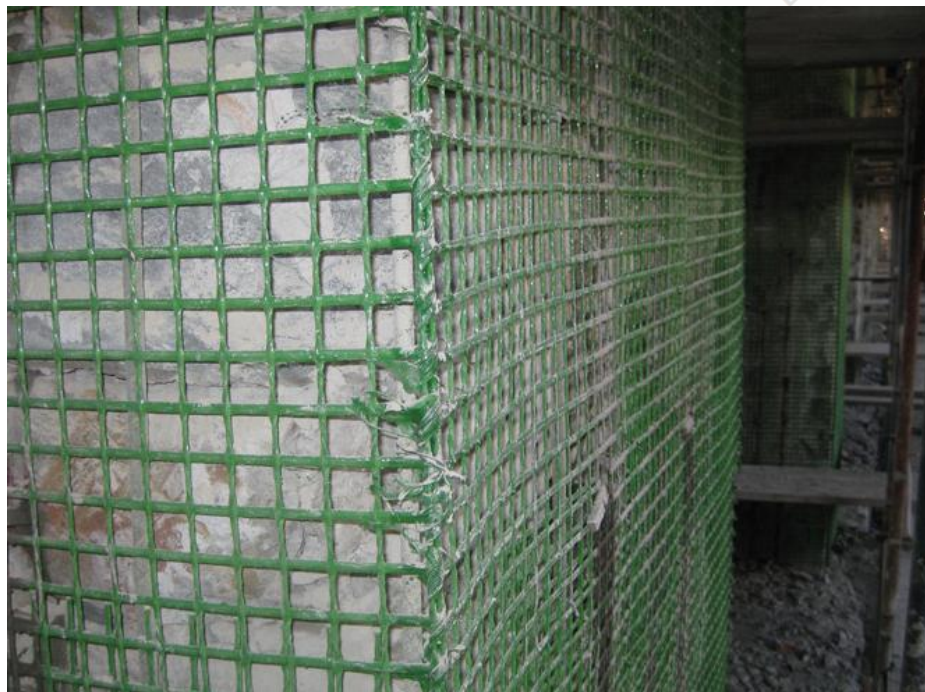


Fig. 7.2. Messa in opera della rete e fissaggio provvisorio (a), inserimento dei connettori passanti (b).

7.2.2.4. SCHEDA TECNICA

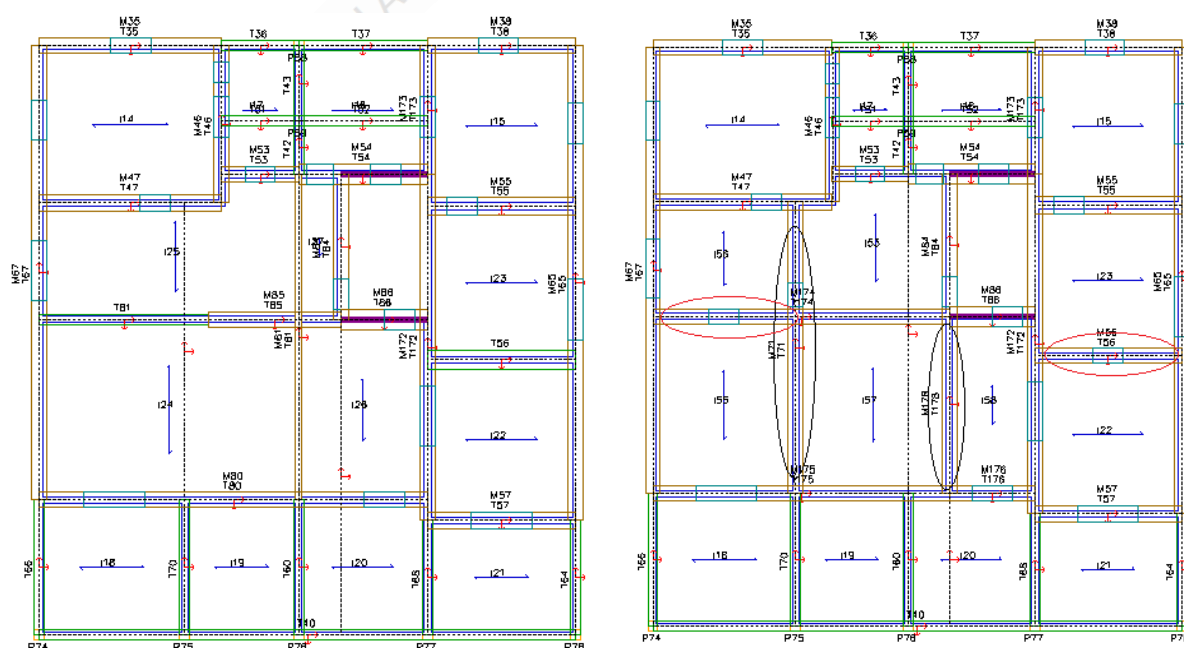
Si decide di utilizzare la rete in *FRP* a maglia quadrata monolitica 33 x 33 mm, prodotta con tecnologia Textursion, costituita da fibra di vetro (Alcalino Resistente) con contenuto in zirconio pari o superiore al 16%, e resina di tipo termoindurente di tipo vinilestere-epossidico, tessitura con ordito a torcitura multipla e trama piatta inserita tra le fibre di ordito. In *fig. 7.2.* è riportata la scheda tecnica della rete utilizzata.

Caratteristiche geometriche	u.m.	valore	rif. documento
Spessore medio	mm.	3	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006
Sezione della singola barra	mm ²	10	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006
Area nominale fibre	mm ²	3,80	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006
Dimensione della maglia (AxB)	mm.	33x33	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006
Barre/metro	n°	30	—
Peso	gr/m ²	1000	interno
Caratteristiche meccaniche			
Resistenza a trazione della singola barra F_{up}	kN	3,5	ISO 527-4,5:1997
Allungamento a rottura	%	3	ISO 527-4,5:1997
Modulo elastico a trazione medio E_{medio}	N/mm ²	23000	ISO 527-4,5:1997
Caratteristiche chimico-fisiche			
Fibra di vetro	Vetro AR contenuto di zirconio $\geq 16\%$		ASTM C1666C-M-07
Sezione della fibra	μm	19-24	ISO 1889-1987
Densità lineare della fibra (filato)	Tex (g/km)	9600	ISO 1889-1987
Resina termoindurente	epossidico-vinilestere		—
Densità resina	g/cm ³	1,1	interno
Temp. di distorsione termica (T_g)	°C	120	DIN 53445
Coefficiente di dilatazione termica	cm/cm°C	$6\text{-}7 \times 10\text{-}6$	—
Conduttività termica	Kcal/mh°C	0,25	—
Rapporto in peso fibra/resina	%	65/35	interno
Radiotrasparenza a 1 GHz	ΔdB	1 max	MIL-STD-285
Comportamento a esposizione a raggi UV	scala grigi 5	nessun difetto	ASTM G 154-2006
Comportamento a calore, freddo, umidità	n.cicli 21	nessun difetto	UNI EN ISO 9142/04
Colore	RAL	Verde 6018	—

Fig. 7.2. Scheda tecnica FB MESH 33X33T96AR

7.3. REGOLARIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

Dopo aver ripristinato la struttura e migliorato le caratteristiche meccaniche della stessa, si procede a progettare un intervento di regolarizzazione della struttura, al fine di garantire una migliore risposta globale della stessa sotto l'azione sismica. Come già illustrato nel capitolo 3, la struttura presenta una forte irregolarità in pianta soprattutto tra la prima e la seconda elevazione, nella quale ben 4 setti murari in direzione X e 3 in direzione Y, vengono a mancare. Si intende quindi ripristinare la continuità della struttura in tutti i suoi pannelli murari da cielo a terra, realizzando ex-novo i pannelli mancanti. Al fine di non creare disuniformità nel comportamento globale della struttura, i nuovi setti murari vengono realizzati con materiale avente le stesse caratteristiche meccaniche del materiale originale, rinforzati anche essi con la tecnica descritta nel paragrafo 7.2.2. e successivi. In *fig. 7.3.* sono evidenziate, attraverso le planimetrie, le differenze tra la struttura prima (a sinistra) e dopo l'intervento di realizzazione dei nuovi setti (a destra). In rosso sono cerchiati i setti realizzati al di sotto di travi già esistenti, mentre in nero sono cerchiati i setti realizzati ex-novo.



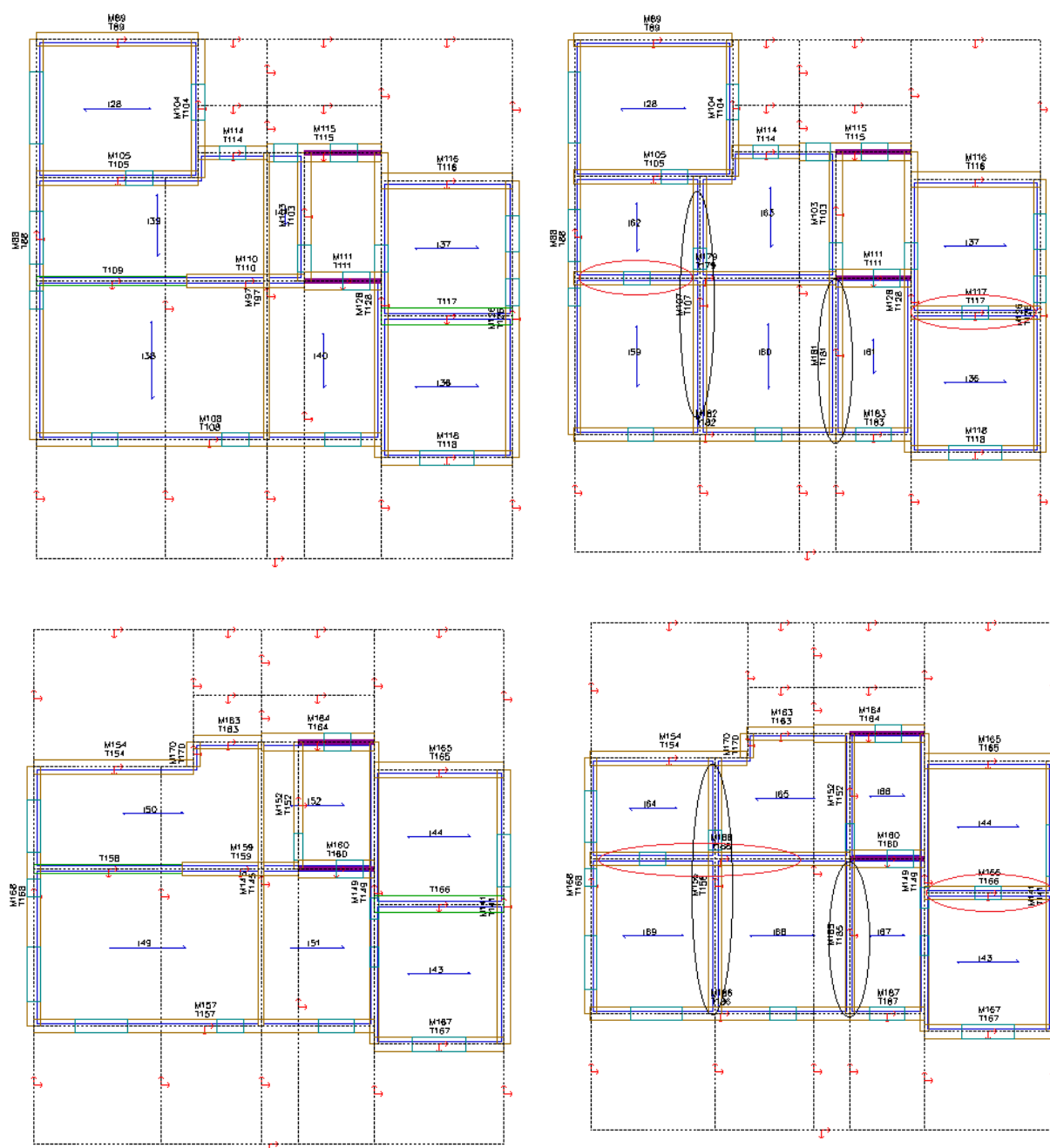


Fig. 7.3. Planimetrie della II, III e IV elevazione della struttura, prima (a sinistra) e dopo (a destra) l'intervento di regolarizzazione.

In fig. 7.4. è possibile notare le stesse differenze nella struttura, prima e dopo gli interventi.

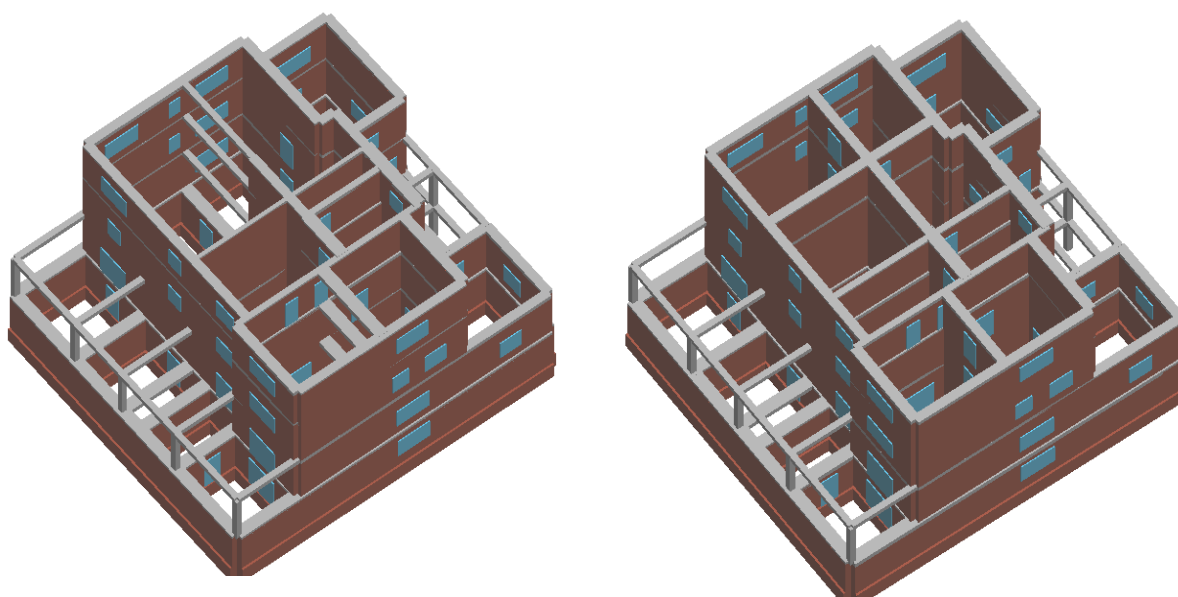


Fig. 7.4. Confronto tra la modellazione 3D dell'edificio ante (a) e post intervento (b).

7.4. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA CON 3MURI

La struttura viene nuovamente modellata attraverso il software 3Muri al fine di operare nuovamente l'analisi di spinta e valutare la sua capacità di resistere all'azione sismica di progetto.

In seguito alla riparazione dei setti e al miglioramento dei materiali con le tecniche viste precedentemente, è stato nuovamente modellato il materiale costituente la struttura, il quale, in base alle caratteristiche meccaniche della muratura e della rete in fibre composite, ha le seguenti caratteristiche:

Parametri di Analisi					
E	[N/mm ²]	6 870.00	f _k	[N/cm ²]	592.20
G	[N/mm ²]	1 759.50	γ _m		3.00
w	[kN/m ³]	15			
f _m	[N/cm ²]	846.00			
τ	[N/cm ²]	37.50			

Fig. 7.5. Caratteristiche meccaniche del materiale "Muratura rinforzata"

Ad eccezione dei materiali tutti gli altri parametri caratterizzanti la struttura restano uguali alla situazione precedente.

7.4.1. ANALISI MODALE

Si esegue ora l'analisi modale della struttura e si opera successivamente un confronto con la struttura prima dell'intervento di miglioramento sismico. In *tabella 7.1.* sono riportate le informazioni modali.

Modo	Periodo (s)	M _x (%)	M _y (%)	J _z (%)	Σ M _x (%)	Σ M _y (%)	Σ J _z (%)
1	0,103	78,93	0,01	15,65	78,93	0,01	15,65
2	0,086	0,01	69,44	26,82	78,94	69,45	42,47
3	0,075	0,02	2,18	34,21	78,96	71,63	76,68
4	0,039	11,37	0,28	7,32	90,33	71,91	84,00
5	0,037	0,54	0,55	0,01	90,87	72,46	84,01
6	0,035	0,21	15,45	4,76	91,08	87,91	88,77
7	0,032	0,01	0,04	0,06	91,09	87,95	88,83
8	0,031	0,54	0,80	0,06	91,63	88,75	88,89
9	0,027	0,41	0,09	4,27	92,04	88,84	93,16
10	0,027	0,01	0,20	1,67	92,05	89,04	94,83
11	0,027	0,19	0,13	0,00	92,24	89,17	94,83
12	0,026	1,29	0,04	0,45	93,53	89,21	95,28

Tab. 7.1. Informazione modale della struttura.

Come si evince dalla precedente tabella, è necessario considerare i primi 6 modi di vibrare della struttura per avere una massa (inerziale e rotazionale) partecipante pari ad almeno l'85% di quella totale e considerare anche tutti i contributi superiori al 5%, come indicato in Normativa (§ 7.3.3.1. delle NTC 2008).

Il primo modo, avente periodo pari a 0,103 sec, risulta traslazionale in direzione X con il 79% della massa partecipante, con una piccola componente rotazionale, mentre il secondo, avente periodo pari a 0,086 sec, risulta rototraslazionale in direzione Y con il 69% della massa sollecitata in questa direzione. Il terzo modo, di periodo pari a 0,075 sec, risulta rotazionale puro. Il quarto modo risulta nuovamente rototraslazionale in direzione X, mentre il quinto non coinvolge massa nelle tre direzioni. Il sesto modo, infine, risulta rototraslazionale in direzione Y.

Operando un confronto sulla base dell'analisi modale, con la struttura prima degli interventi, si può notare che la presenza dei setti di regolarizzazione, ha comportato un irrigidimento della struttura, dovuto in secondo luogo anche alle migliori proprietà meccaniche attribuite alla muratura. Infatti il primo modo di

vibrare si attesta sui 0.103 sec, contro i 0.243 sec della struttura originaria. Le forme modali, invece, risultano sostanzialmente coincidenti, se si eccettua un'inversione tra il quinto ed il sesto modo (*tab. 7.2.*). La massa partecipante ai primi due modi aumenta grazie alla regolarizzazione della struttura passando rispettivamente dal 73% al 79% e dal 66% al 69%

STRUTTURA ORIGINALE								STRUTTURA REGOLARIZZATA							
Modo	Periodo (s)	M _x (%)	M _y (%)	J _z (%)	Σ M _x (%)	Σ M _y (%)	Σ J _z (%)	Modo	Periodo (s)	M _x (%)	M _y (%)	J _z (%)	Σ M _x (%)	Σ M _y (%)	Σ J _z (%)
1	0,249	72,80	0,27	18,33	72,80	0,27	18,33	1	0,103	78,93	0,01	15,65	78,93	0,01	15,65
2	0,217	0,25	66,06	24,90	73,05	66,33	43,23	2	0,086	0,01	69,44	26,82	78,94	69,45	42,47
3	0,177	0,10	3,59	35,49	73,15	69,92	78,72	3	0,075	0,02	2,18	34,21	78,96	71,63	76,68
4	0,091	13,73	0,46	6,41	86,88	70,38	85,13	4	0,039	11,37	0,28	7,32	90,33	71,91	84,00
5	0,086	0,60	15,58	5,32	87,48	85,96	90,45	5	0,037	0,54	0,55	0,01	90,87	72,46	84,01
6	0,073	0,00	0,00	2,13	87,48	85,96	92,58	6	0,035	0,21	15,45	4,76	91,08	87,91	88,77
7	0,072	0,05	0,01	0,34	87,53	85,97	92,92	7	0,032	0,01	0,04	0,06	91,09	87,95	88,83
8	0,067	5,32	0,01	0,45	92,85	85,98	93,37	8	0,031	0,54	0,80	0,06	91,63	88,75	88,89
9	0,063	5,56	0,49	0,06	98,41	86,47	93,43	9	0,027	0,41	0,09	4,27	92,04	88,84	93,16
10	0,061	1,10	1,52	0,01	99,51	87,99	93,44	10	0,027	0,01	0,20	1,67	92,05	89,04	94,83
11	0,059	0,00	0,08	1,20	99,51	88,07	94,64	11	0,027	0,19	0,13	0,00	92,24	89,17	94,83
12	0,057	0,00	2,38	0,25	99,51	90,45	94,89	12	0,026	1,29	0,04	0,45	93,53	89,21	95,28

Tab. 7.2. Confronto tra analisi modali della struttura originale e della struttura regolarizzata.

7.4.2. ANALISI PUSHOVER DELLA STRUTTURA

Anche in questo caso l'analisi di spinta viene condotta attraverso il software *3Muri* e vengono eseguite le 24 analisi elencate nel capitolo precedente. Si sceglie sempre lo stesso nodo di controllo e i risultati di tali analisi sono rappresentati in *fig. 7.6*. In questo caso tutte e 24 le analisi risultano verificate sia nei confronti dello SLV che dello SLD.

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa	
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.0	0.57	1.36	1.371	0.13	0.64	0.10	0.64	1.556	2.1	
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.0	0.22	1.52	0.873	0.11	0.88	0.09	0.88	2.138	3.4	
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.0	0.57	1.92	1.274	0.15	1.04	0.12	1.04	1.879	2.7	
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.0	0.11	2.16	0.513	0.05	1.68	0.04	1.68	4.241	7.8	
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.0	0.16	1.44	0.937	0.08	0.32	0.06	0.32	2.261	2.4	
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.0	0.11	1.28	0.520	0.05	0.64	0.04	0.64	3.180	5.0	
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.0	0.17	1.04	1.012	0.08	0.64	0.06	0.64	1.817	3.0	
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	87.3	0.19	1.52	0.939	0.10	0.72	0.08	0.72	2.178	3.1	
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-87.3	0.18	1.52	0.901	0.09	0.64	0.07	0.64	2.262	3.0	
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	87.3	0.60	1.36	1.401	0.13	0.80	0.11	0.80	1.524	2.3	
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-87.3	0.57	1.36	1.369	0.13	0.64	0.10	0.64	1.563	2.1	
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	87.3	0.23	1.60	0.871	0.12	0.80	0.09	0.80	2.154	3.2	
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-87.3	0.21	1.28	0.846	0.10	0.80	0.08	0.80	2.020	3.3	
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	87.3	0.60	1.92	1.295	0.15	1.04	0.12	1.04	1.843	2.6	
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-87.3	0.53	2.08	1.257	0.14	0.96	0.11	0.96	2.030	2.6	
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	79.5	0.11	2.48	0.521	0.06	1.12	0.04	1.12	4.499	6.1	
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-79.5	0.10	1.60	0.511	0.05	1.20	0.04	1.20	3.658	6.7	
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	79.5	0.17	1.60	0.931	0.09	0.64	0.07	0.64	2.340	3.0	
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-79.5	0.15	1.12	0.949	0.07	0.32	0.06	0.32	2.002	2.4	
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	79.5	0.12	1.28	0.534	0.06	0.56	0.05	0.56	3.067	4.6	
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-79.5	0.10	1.68	0.536	0.05	0.56	0.04	0.56	3.684	4.7	
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	79.5	0.18	1.36	1.020	0.08	0.24	0.07	0.24	2.070	2.1	
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-79.5	0.15	0.40	0.984	0.07	0.40	0.06	0.40	1.256	2.5	

Legenda colori: ■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Piano-Soil

Fig. 7.6. Verifica delle analisi.

In questo caso le analisi più gravose nelle due direzioni risultano essere la numero 11 per quanto riguarda la direzione X e la numero 24 per quanto riguarda la direzione Y. In *fig. 7.7.* sono riportate le curve di capacità per le due analisi, dalle quali si può notare che lo spostamento D_u precedentemente definito è pari in un caso a 2,48 cm mentre nell'altro a 2,16 cm.

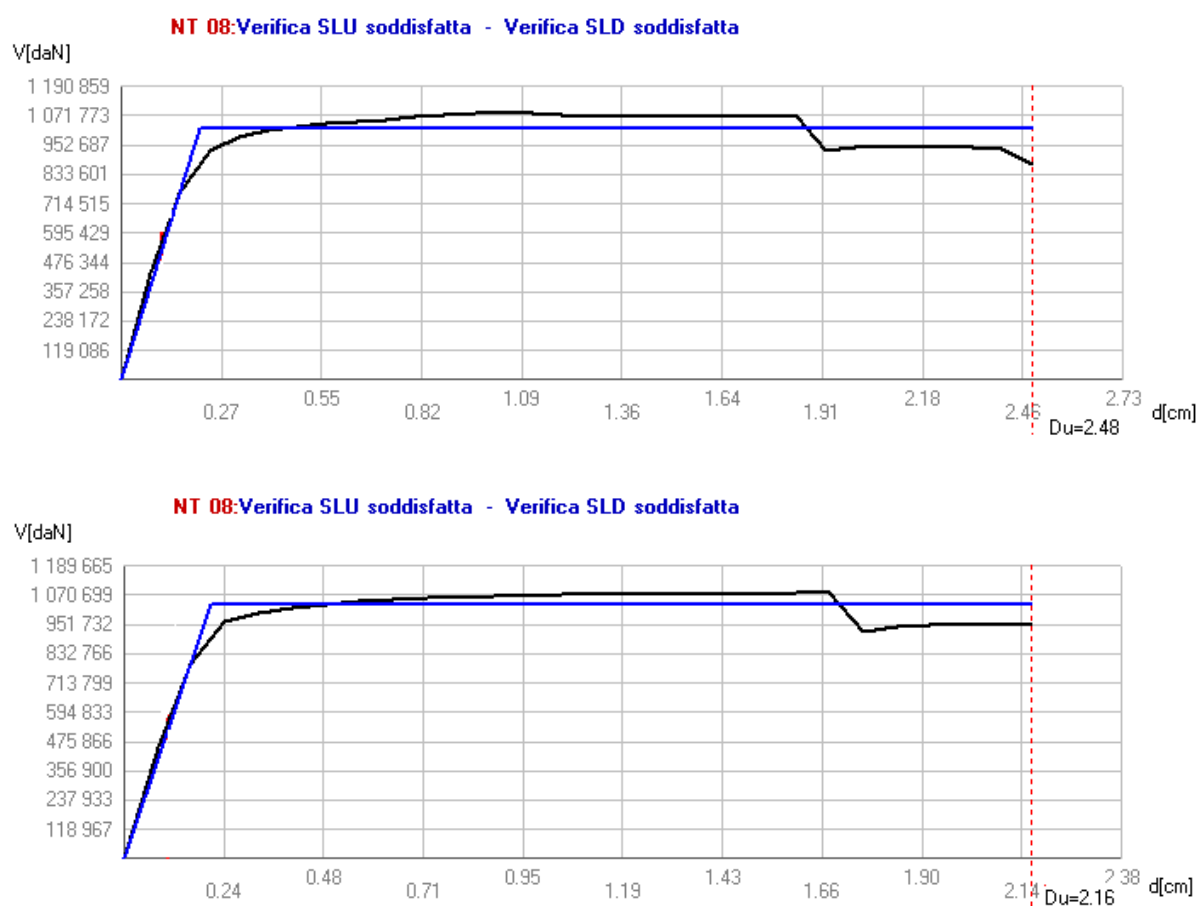
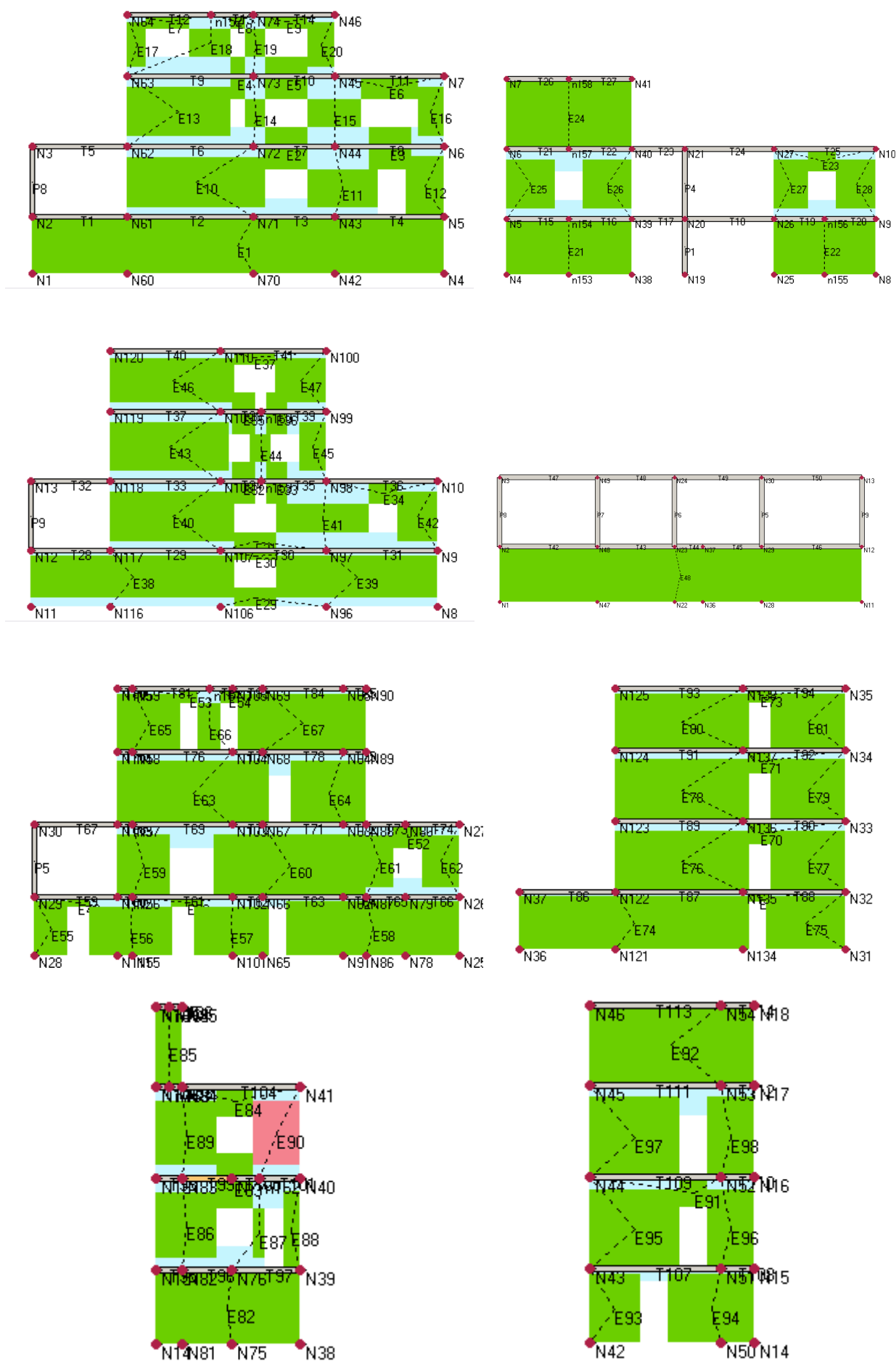
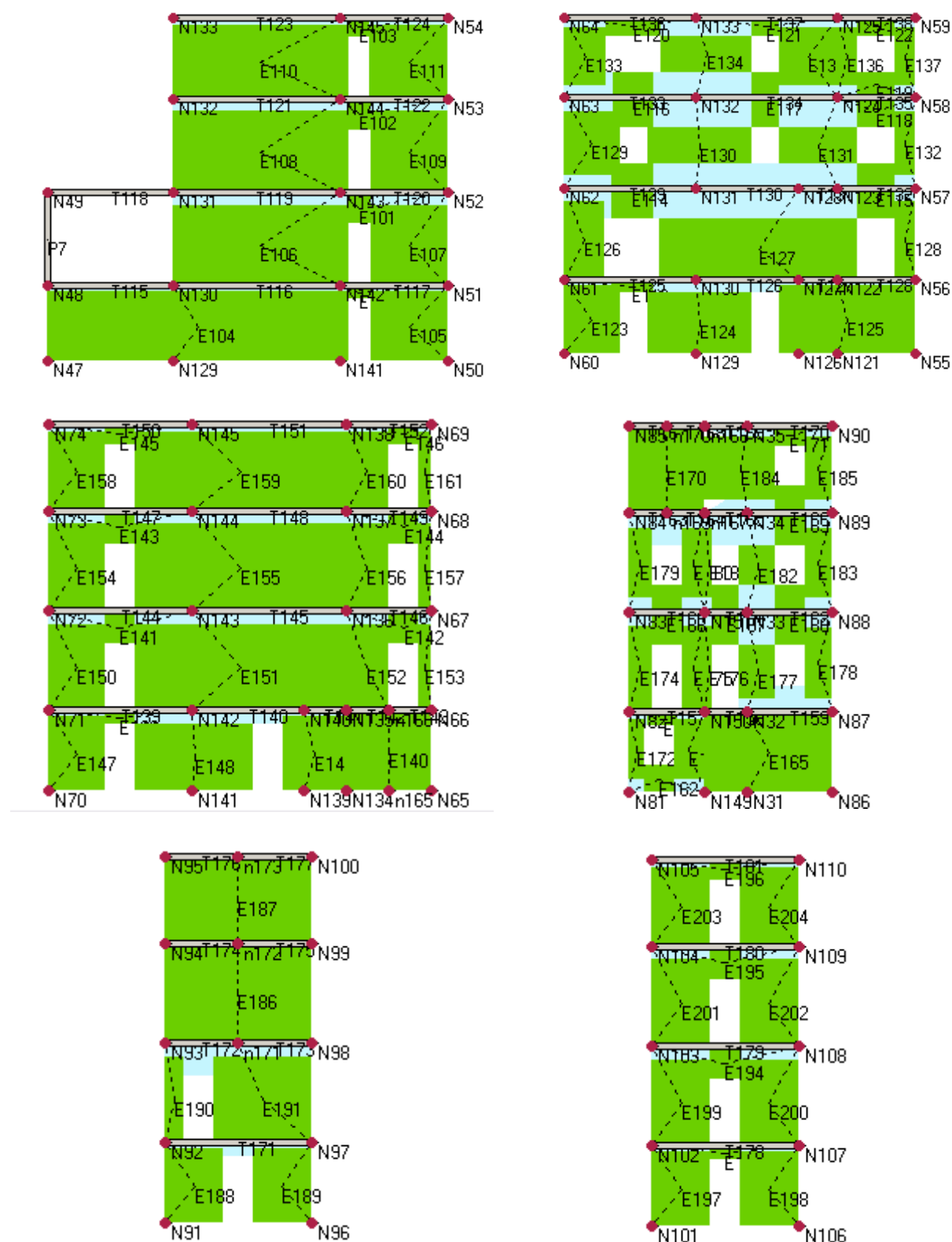


Fig. 7.7. Curve di capacità per l'analisi 11 e l'analisi 24.

7.4.3. CAPACITA' RESISTENTE DELLA STRUTTURA

Si valuta ora la capacità resistente della struttura, espressa come accelerazione che è in grado di sostenere senza giungere a rottura. Per spostamenti in campo elastico della struttura pari nel primo caso a 0,21 cm e nel secondo caso a 0,18 cm, il taglio applicato alla base che la struttura è in grado di sostenere è di circa 9890000 N. In questa condizione, come è possibile osservare dalle *fig. 7.8.* e *fig. 7.9.*, quasi tutti pannelli restano in campo elastico e risultano quindi verificati.





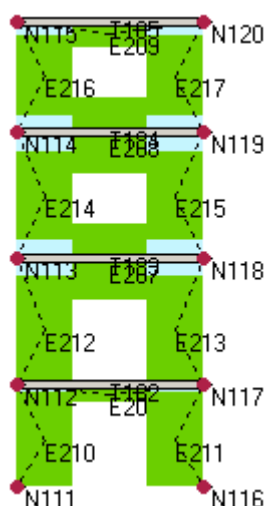


Fig. 7.8. Stato deformativo dei setti per uno spostamento del punto di controllo di 0,20 cm.

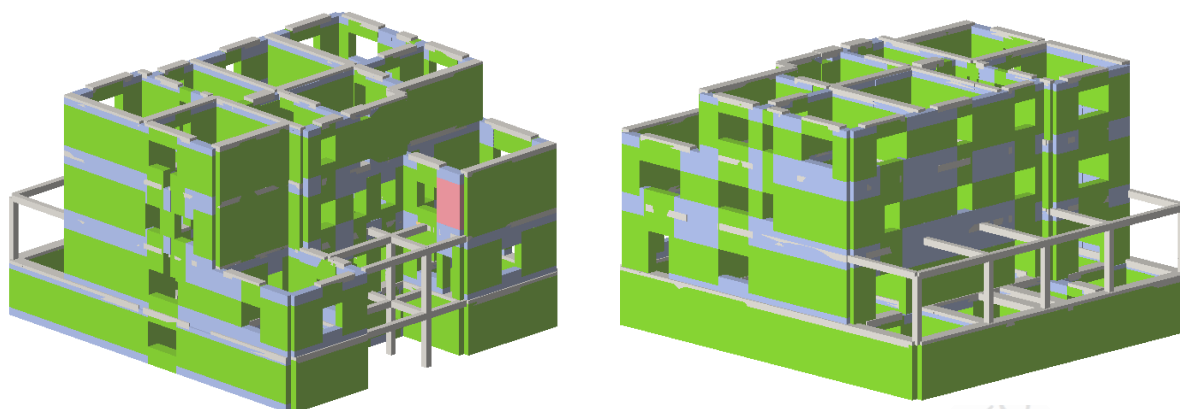


Fig. 7.9. Viste tridimensionali della struttura in cui è possibile notare l'integrità di quasi tutti i setti.

Considerando le due analisi più gravose, si può determinare l'accelerazione spettrale S_e di riferimento che la struttura è in grado di sostenere senza giungere al collasso, nell'ipotesi di distribuzione uniforme dell'accelerazione ai diversi piani (§ 7.10.5.3.1 delle NTC 2008). Dalla seguente formula si ha:

$$a = \frac{V \cdot q}{m} = \frac{9890000 \text{ N} \cdot 1,5}{15613000 \text{ kg}} = 0,95 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

in cui:

V è la forza tagliante imposta alla base;

q è il fattore di struttura;

m è la massa in chilogrammi della struttura.

La massima accelerazione appena determinata, deve essere confrontata con le accelerazioni attese nel sito di riferimento attraverso lo spettro elastico di risposta in termini di accelerazioni. Come si può vedere in *fig. 7.10.*, per una struttura in muratura come quella oggetto di studio, il cui periodo T del modo principale di vibrare è pari a circa 0,100 sec, l'accelerazione che la struttura deve essere in grado di sostenere è dell'ordine di circa $4,8 - 5,2 \text{ m/s}^2$ (freccia rossa), molto maggiore di quella offerta dalla struttura. E' necessario quindi procedere alla realizzazione di un intervento che abbassi drasticamente l'accelerazione sulla struttura, cioè che porti periodo T del modo principale di vibrare oltre i 2 sec (freccia verde). Un intervento di questo tipo si può conseguire attraverso l'adozione dell'isolamento sismico alla base.

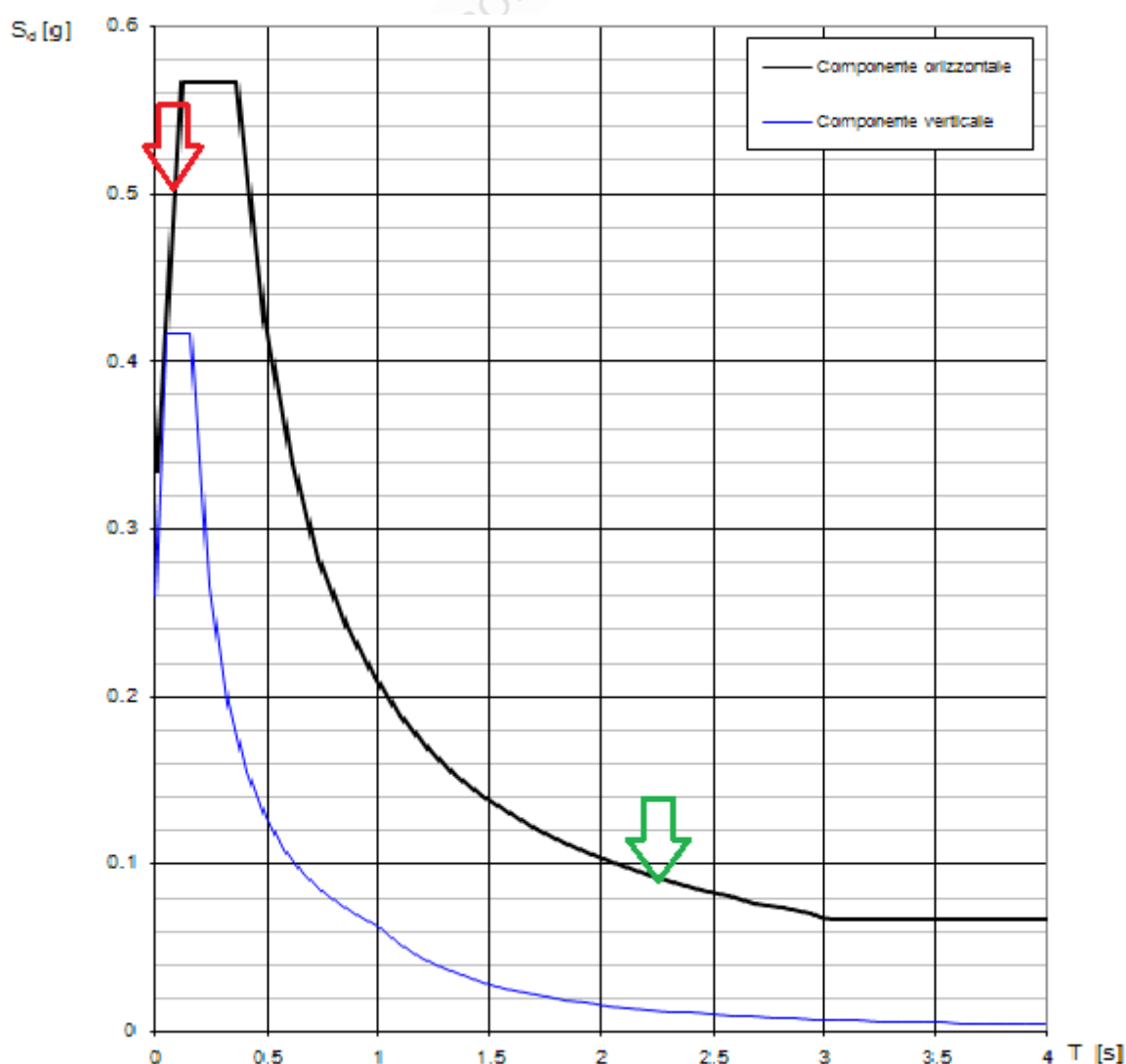


Fig. 7.10. Spettro di risposta in accelerazione per il suolo in esame allo SLC.

CAPITOLO 8

FONDAMENTI TEORICI

DELL'ISOLAMENTO SISMICO

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

8.1. GENERALITA'

La progettazione antisismica delle strutture è, come per le altre condizioni di carico (gravità, vento, etc.), basata sul soddisfacimento della disequazione:

$$CAPACITA' \geq DOMANDA$$

in cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura. Infatti, un evento sismico genera, nella struttura, delle forze di inerzia pari al prodotto delle sue masse per le accelerazioni associate alle vibrazioni indotte dal movimento del terreno. Per evitare danni strutturali durante un sisma, all'aumentare della sua intensità attesa, sarebbe necessario aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura. Il danneggiamento strutturale, tuttavia, non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo la struttura ancora importanti riserve di sopravvivenza grazie alla sua duttilità, ossia la capacità dei suoi elementi strutturali di sostenere escursioni in campo plastico, mantenendo pressoché costante la loro forza resistente. Per di più, non è economicamente conveniente aumentare indefinitamente la resistenza della struttura, vista la ridotta, seppur non trascurabile, probabilità di accadimento di eventi sismici violenti, durante i quali l'accelerazione delle masse strutturali può raggiungere e anche superare l'accelerazione di gravità. Di conseguenza, i codici sismici moderni consentono di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la disequazione $Capacità \geq Domanda$, che diviene quindi condizione sulla duttilità, o sulle deformazioni e le grandezze ad esse correlate, e non più sulla resistenza. L'accettazione di elevate richieste di duttilità, tuttavia, implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali, a seguito di eventi sismici di moderata-alta intensità, e dei relativi costi di riparazione e di interruzione del servizio.

Una filosofia di progettazione basata sull'aumento della capacità porta, quindi, alla scelta fra due possibili alternative: (i) aumentare la resistenza, sopportando costi di realizzazione più elevati ed accettando maggiori accelerazioni sulla struttura, (ii) aumentare la duttilità globale, tramite una progettazione finalizzata a sviluppare meccanismi di plasticizzazione favorevoli ad ottenere elevate capacità duttili locali mediante accurati dettagli costruttivi. Questa seconda alternativa è quella a cui le normative moderne si ispirano, applicando i criteri di "capacity design" (o della gerarchia delle resistenze) per ridurre la domanda sugli elementi strutturali e sui meccanismi di funzionamento sfavorevoli allo sviluppo di una buona duttilità di insieme. Il progetto è poi completato con il controllo degli spostamenti di interpiano per terremoti di media intensità, così da limitare i danni alle parti non strutturali.

La moderna progettazione antisismica, pertanto, realizza i suoi obiettivi fondamentali, consistenti nell'evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità, con l'applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri strutturali fondamentali, quali rigidezza, resistenza e duttilità, e di regole progettuali che consentono di ottenere un buon controllo del comportamento dinamico delle costruzioni in campo non lineare.

Alcune moderne tecniche di protezione sismica passiva delle strutture utilizzano appositi dispositivi per ridurre la domanda e/o concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia.

Una tecnica molto efficace è quella della dissipazione di energia, generalmente basata sull'uso di controventi inseriti nelle maglie strutturali di edifici con struttura intelaiata e dotati di speciali dispositivi, che dissipano l'energia trasmessa dal terremoto nella struttura, riducendo sensibilmente gli spostamenti della struttura in campo plastico, e, dunque, le associate richieste di duttilità (*fig. 8.1.*). Con una dissipazione di tipo viscoso, non si determinano particolari variazioni al comportamento dinamico della struttura nel suo insieme. Il solo effetto è l'incremento della capacità di smorzamento globale della struttura. Con una dissipazione di tipo isteretico, in particolare realizzata attraverso un comportamento elasto-plastico, il limite di forza dei dispositivi rappresenta il parametro di progetto degli elementi strutturali connessi, nella logica del "capacity design" alla base di alcuni metodi di progetto. Se la riduzione delle accelerazioni è notevole e/o se la struttura vera e propria è sufficientemente deformabile in campo elastico, la dissipazione di energia avviene solamente nei dispositivi aggiuntivi, senza alcun danno alla struttura. La tecnica basata sulla dissipazione di energia ben si presta all'adeguamento e al miglioramento sismico di costruzioni esistenti, in particolar modo degli edifici intelaiati, eretti in adiacenza ad altre strutture e con giunti di piccole dimensioni, o, in generale, nei casi in cui non sia applicabile l'isolamento.

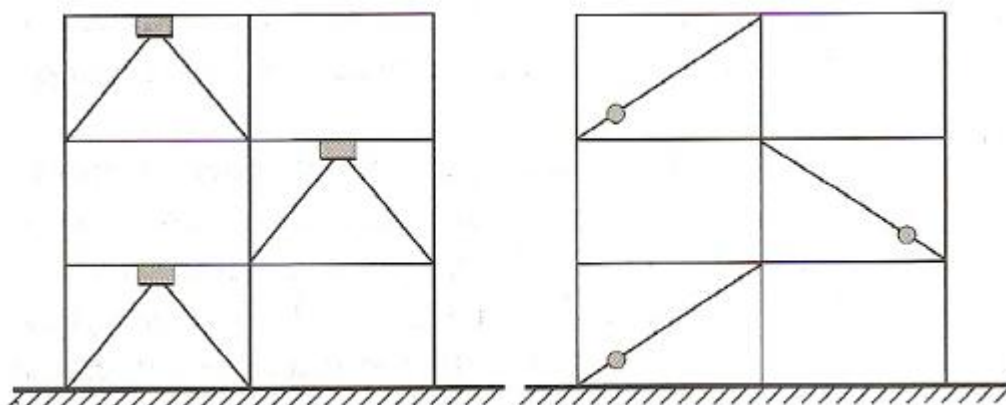


Fig. 8.1. Controventi dissipativi in edifici intelaiati.

Ancor più efficace è l'isolamento sismico, perché realizza la strategia di riduzione della domanda in maniera globale, abbattendo drasticamente l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura.

L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa (generalmente alla base, nel caso degli edifici (a), fra la pila e l'impalcato, nei ponti (b) come è illustrato in *fig. 8.2.*), che risulta suddivisa quindi in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura. La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita dall'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di particolari apparecchi di appoggio, detti isolatori, caratterizzati da un'elevata deformabilità e/o una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e, normalmente, da una notevole rigidità in direzione verticale.

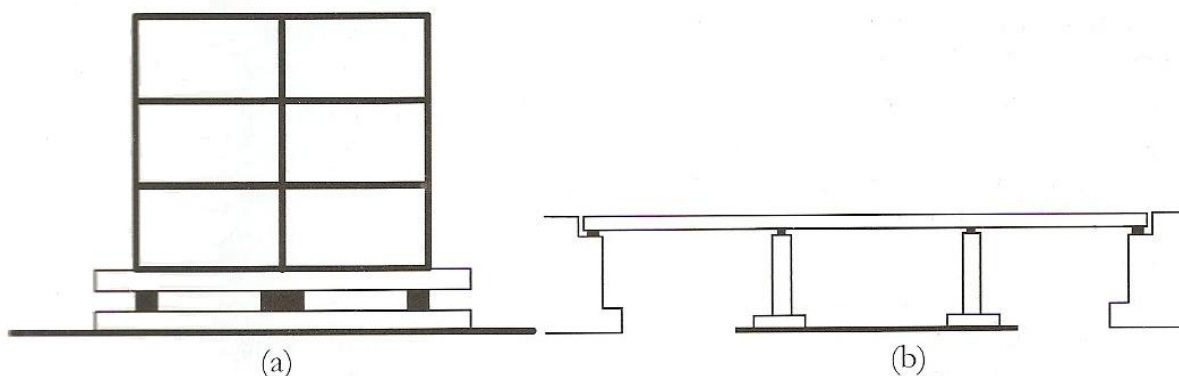


Fig. 8.2. Introduzione dei sistemi di isolamento in edifici e ponti.

La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivati dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori. Gli spettri di risposta in termini di accelerazioni della maggior parte dei terremoti, infatti, presentano una forte amplificazione nell'intervallo $0.2 \div 0.8$ sec, dove cade il periodo proprio di vibrazione di molte delle usuali strutture fisse alla base. Assumendo, per semplicità, che i dispositivi di isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo fondamentale del sistema strutturale (sottostruttura-isolamento-sovrastuttura) in una zona dello spettro a più bassa accelerazione. Di conseguenza, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali. Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, che però si concentrano nel sistema di isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia

immessa dal terremoto (fig. 8.3.). La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi interpiano molto contenuti. Di conseguenza si riducono drasticamente, o si eliminano totalmente, anche i danni alle parti non strutturali. Per evitare eccessivi spostamenti del sistema di isolamento, che risulterebbero condizionanti nella progettazione degli impianti a terra o dei giunti di separazione con strutture adiacenti, il sistema di isolamento nel suo insieme può essere dotato di un'elevata capacità dissipativa, corrispondente a rapporti di smorzamento dell'ordine del $10 \div 30 \%$.

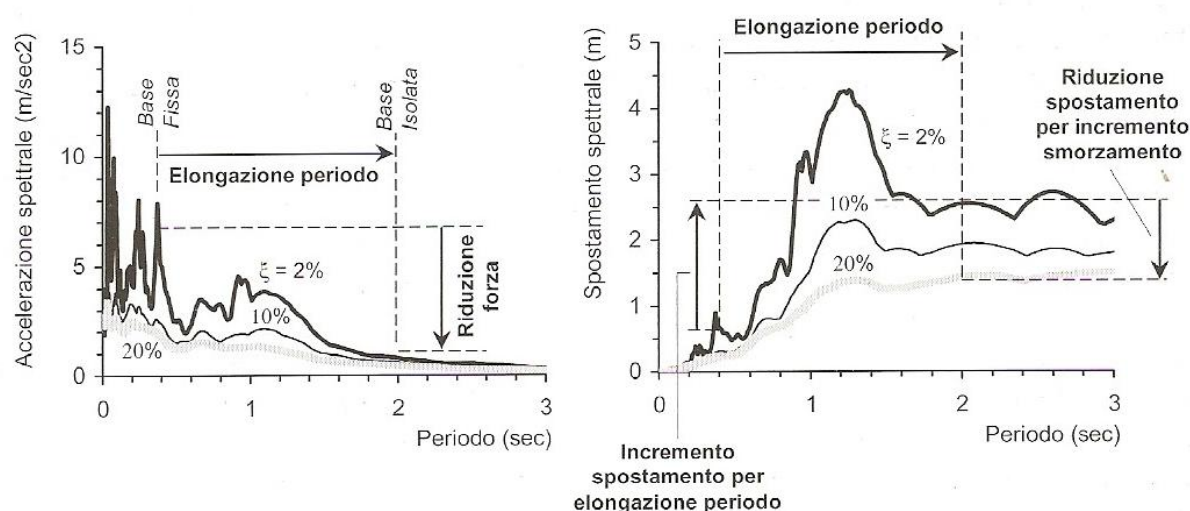


Fig. 8.3. Effetti dell'isolamento sismico su forze e spostamenti per un sisma con periodo dominante di 0.5 s.

La protezione con isolamento sismico può realizzarsi secondo diverse strategie, che possono comunque ridursi essenzialmente a due (fig. 8.4.):

- incremento del periodo con o senza dissipazione di energia,
- limitazione della forza, con o senza dissipazione di energia.

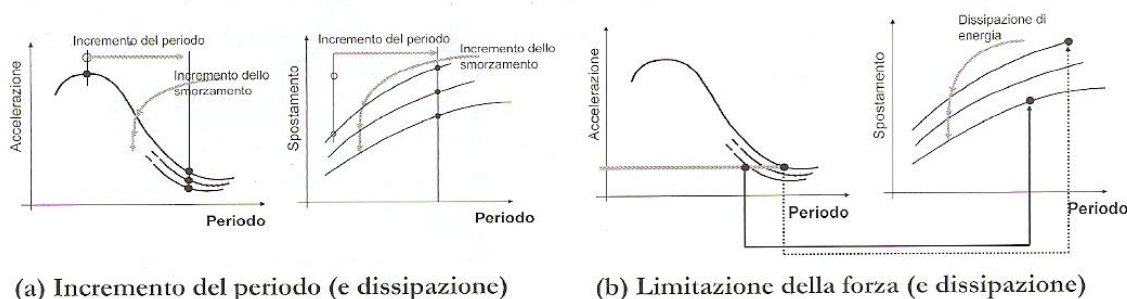


Fig. 8.4. Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico.

Nella strategia dell'incremento del periodo si utilizzano dispositivi a comportamento quasi-elastico, per abbattere le accelerazioni sulla struttura, secondo

i principi appena esposti. In un'interpretazione energetica del comportamento del sistema strutturale, la riduzione degli effetti sulla struttura è conseguita principalmente attraverso l'assorbimento nei dispositivi di gran parte dell'energia sismica di input, sotto forma di energia di deformazione, in buona parte dissipata per isteresi dai dispositivi stessi al completamento di ogni ciclo di oscillazione. La dissipazione di energia del sistema di isolamento riduce sia gli spostamenti alla base, che, entro certi limiti, le forze trasmesse alla sovrastruttura.

Nella strategia della limitazione della forza si utilizzano dispositivi a comportamento rigido- o elastico- perfettamente plastico, o comunque fortemente non lineare, con un ramo pressoché orizzontale per grandi spostamenti (incrudimento quasi nullo). La riduzione degli effetti sulla struttura avviene attraverso la limitazione, da parte dei dispositivi (in quanto insita nella forma stessa del loro ciclo di isteresi), della forza trasmessa alla sovrastruttura. L'imposizione di un limite massimo alla forza trasmessa può essere vista anche come un'applicazione del capacity design a livello del sistema strutturale, nella quale viene stabilita una gerarchia tra la resistenza globale della struttura e la "resistenza" del sistema di isolamento. La dissipazione di energia del sistema di isolamento è sfruttata essenzialmente per contenere gli spostamenti alla base. Ciò si traduce anche in una riduzione della forza trasmessa nel caso di incrudimento non trascurabile. Le variazioni brusche di rigidezza tipiche di alcuni legami fortemente non lineari possono comportare maggiori valori delle accelerazioni nella parte alta della sovrastruttura.

La strategia basata sull'incremento del periodo è certamente la più frequentemente adottata nell'isolamento degli edifici, per ragioni diverse, tra cui, non secondarie, quelle legate ad aspetti tecnologici e realizzativi. Quella basata sulla limitazione della forza trova impiego soprattutto nei casi in cui il controllo delle forze indotte dal sisma sulla struttura rappresenta l'aspetto cruciale della progettazione (come può accadere nell'isolamento sismico delle strutture esistenti), ed in linea di principio anche nei casi in cui la strategia ad incremento di periodo raggiunge i suoi limiti di applicabilità e convenienza (ad esempio in presenza di strutture deformabili o di terremoti attesi con elevato contenuto energetico alle basse frequenze). Un aspetto positivo della strategia di limitazione della forza è la sostanziale indipendenza dell'efficacia dell'isolamento dalle caratteristiche del sisma (intensità e contenuto in frequenze), a condizione di poter accettare spostamenti anche molto ampi del sistema di isolamento.

I benefici derivanti dall'adozione dell'isolamento sismico sono molteplici. La sensibile riduzione delle accelerazioni sulla struttura, rispetto alla configurazione a base fissa, determina infatti:

- a. l'abbattimento delle forze di inerzia, e quindi delle sollecitazioni, prodotte dal sisma sulla struttura, tale da evitare il danneggiamento degli elementi strutturali (travi, pilastri, etc.) anche sotto terremoti violenti;
- b. una drastica riduzione degli spostamenti interpiano, tale da ridurre notevolmente o eliminare del tutto il danno agli elementi non strutturali (tamponature, tramezzi, etc.) e garantire la piena funzionalità dell'edificio, anche a seguito di un terremoto violento;
- c. un'elevata protezione del contenuto strutturale;
- d. una percezione molto minore delle scosse sismiche da parte degli occupanti.

Quanto detto si riduce in una drastica riduzione o nel totale azzeramento dei costi di riparazione dell'edificio a seguito di un evento sismico di elevata intensità. Rispetto ad una normale struttura antisismica, i costi iniziali possono essere leggermente superiori (dell'ordine del 10% del costo strutturale), ma possono anche risultare inferiori, essendo funzione di numerosi parametri, quali:

- la dimensione e, soprattutto, il numero dei piani;
- la configurazione dell'edificio, in relazione alla facilità di sistemare il piano di isolamento;
- la maglia strutturale, in relazione al numero di dispositivi necessari per realizzare il sistema di isolamento;
- il contenuto in frequenze dell'azione di progetto, in relazione all'entità dell'abbattimento delle accelerazioni;
- la presenza di edifici in adiacenza, in relazione alla realizzazione di giunti di separazione e alle relative problematiche architettoniche e impiantistiche;
- il tipo di dispositivi del sistema di isolamento.

In particolare il numero di piani può risultare sfavorevole se troppo piccolo o troppo grande. Nel primo caso, perché l'incidenza del costo dei dispositivi e delle maggiori lavorazioni sulla struttura nel piano di isolamento si ripartisce su un numero limitato di piani. Nel secondo caso perché il periodo della struttura, considerata a base fissa, può risultare elevato e tale da limitare i vantaggi dell'isolamento in termini di riduzione delle forze sismiche.

Gli indubbi vantaggi di tipo socio-economico dell'isolamento sismico si apprezzano ancora di più negli edifici che, per la funzione ivi svolta, devono rimanere operativi dopo un terremoto violento, ad esempio gli ospedali o i centri operativi per la gestione dell'emergenza (prefetture, centri di protezione civile, caserme dell'Esercito e dei Vigili del Fuoco, etc.), oppure nelle strutture il cui contenuto ha un valore di gran lunga superiore a quello della struttura stessa (scuole, musei, banche, centri di calcolo, etc.) o in quelle ad alto rischio (centrali nucleari o chimiche etc.).

8.2. BASI TEORICHE DELL'ISOLAMENTO SISMICO

Per semplificare l'interpretazione del comportamento di un edificio isolato alla base, si individuano due componenti fondamentali nella deformabilità complessiva del sistema strutturale: l'isolamento sismico e la sovrastruttura, e due componenti inerziali, la massa del basamento della struttura, direttamente vincolata a terra attraverso il sistema di isolamento, e la massa della sovrastruttura, esclusa la massa di base, che si muove rispetto a quest'ultima, essendo ad essa collegata dalla sovrastruttura stessa. Per illustrare i concetti fondamentali dell'isolamento sismico, si fa riferimento ad un sistema elastico lineare a masse concentrate, come quello illustrato in *fig. 8.5.*, che rappresenta la semplificazione estrema del sistema strutturale detto, nel quale masse, rigidezze e dissipazione di energia della sovrastruttura sono distribuiti lungo l'altezza dell'edificio. In esso, m rappresenta la massa della sovrastruttura, ad esclusione del piano di base, e m_b , la massa del piano di base al di sopra degli isolatori. La rigidezza e lo smorzamento della sovrastruttura e del sistema di isolamento (pensato a comportamento elastico) sono indicati con k_s e c_s , e con k_b e c_b , rispettivamente. Il modello è caratterizzato da due gradi di libertà dinamici, corrispondenti agli spostamenti orizzontali delle due masse, denotati con u_s e u_b , mentre u_g rappresenta lo spostamento del terreno.

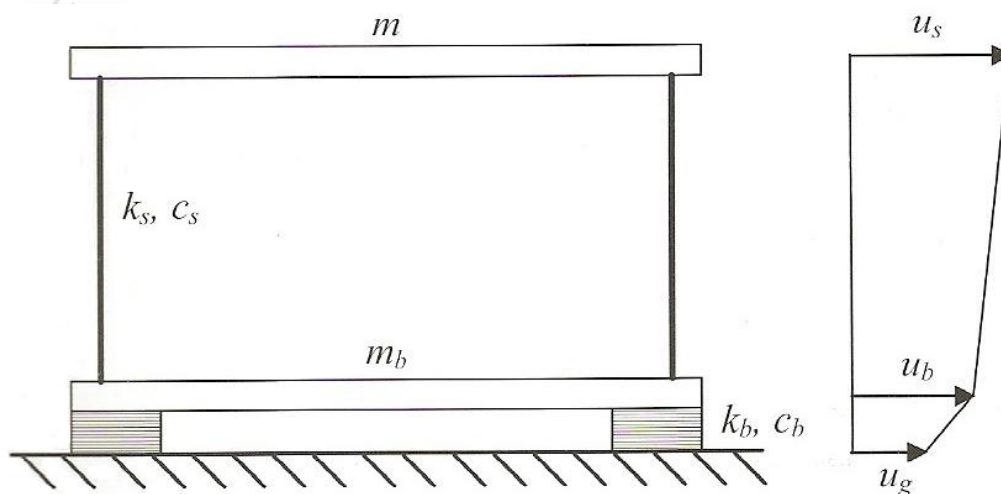


Fig. 8.5. Modello a due gradi di libertà di una struttura isolata alla base.

Ai fini di una più semplice e diretta interpretazione del comportamento del sistema, conviene svolgere la trattazione in termini di spostamenti relativi, degli isolatori v_b e d'interpiano v_s :

$$v_b = u_b - u_g$$

$$v_s = u_s - u_b$$

Le equazioni del moto del sistema a due gradi di libertà si scrivono (applicando il principio di D'Alembert):

$$(m + m_b) \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + c_b \cdot \dot{v}_b + k_b \cdot v_b = -(m + m_b) \cdot \ddot{u}_g$$

$$m \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + c_s \cdot \dot{v}_s + k_s \cdot v_s = -m \cdot \ddot{u}_g$$

Definito il rapporto di massa:

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b}$$

ed il rapporto delle pulsazioni:

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{k_b \cdot m}{(m + m_b) \cdot k_s} = \left(\frac{T_s}{T_b} \right)^2$$

ed introdotti i rapporti di smorzamento viscoso, ξ_b e ξ_s , legati alle precedenti grandezze dalle note relazioni:

$$2 \omega_b \xi_b = \frac{c_b}{(m + m_b)}$$

$$2 \omega_s \xi_s = \frac{c_s}{m}$$

è possibile riscrivere le equazioni del moto del sistema:

$$\ddot{v}_b + \gamma \cdot \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_b \cdot \xi_b \cdot \dot{v}_b + \omega_b^2 \cdot v_b = -\ddot{u}_g$$

$$\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_s \cdot \xi_s \cdot \dot{v}_s + \omega_s^2 \cdot v_s = -\ddot{u}_g$$

Si noti come le grandezze ω_b , T_b , ξ_b e ω_s , T_s , ξ_s sono la pulsazione, il periodo e il rapporto di smorzamento rispettivamente di due oscillatori elementari, l'uno costruito dall'intera massa vincolata dal sistema di isolamento, l'altro dalla sola sovrastruttura assunta fissa alla base. Accanto al rapporto delle pulsazioni, può essere introdotto il rapporto di isolamento, ossia il rapporto tra i periodi T_b/T_s , pari alla radice quadrata dell'inverso di ε .

La risoluzione del problema agli autovalori ed autovettori porta alla definizione dei due modi di vibrare della struttura. Assumendo $\varepsilon \ll 1$, cioè sovrastruttura molto più rigida degli isolatori, è possibile semplificare notevolmente la trattazione. Le espressioni approssimate delle due pulsazioni modali si riducono a:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \cdot (1 - \gamma \cdot \varepsilon)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \cdot (1 + \gamma \cdot \varepsilon)$$

Analogamente, le forme modali assumono le seguenti semplici espressioni approssimate:

$$\underline{\phi}_1^T = \{1, \varepsilon\}$$

$$\underline{\phi}_2^T = \left\{1, -\frac{1}{\gamma} \cdot [1 - (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]\right\}$$

Determinati i modi di vibrare della struttura, la risposta del sistema si esprime come combinazione lineare delle forme modali $\underline{\phi}_1$ e $\underline{\phi}_2$ attraverso due coefficienti (q_1 e q_2) funzione del tempo:

$$v_b = q_1 \cdot \phi_{11} + q_2 \cdot \phi_{12}$$

$$v_s = q_1 \cdot \phi_{21} + q_2 \cdot \phi_{22}$$

L'introduzione dei modi di vibrare consente di disaccoppiare le equazioni del moto, che si riscrivono quindi:

$$\ddot{q}_1 + 2 \cdot \omega_1 \cdot \xi_1 \cdot \dot{q}_1 + \omega_1^2 \cdot q_1 = -\pi_1 \cdot \ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + 2 \cdot \omega_2 \cdot \xi_2 \cdot \dot{q}_2 + \omega_2^2 \cdot q_2 = -\pi_2 \cdot \ddot{u}_g$$

in cui π_1 e π_2 rappresentano i coefficienti di partecipazione modale. Con le ipotesi fatte, essi assumono le seguenti espressioni:

$$\pi_1 = 1 - \gamma \cdot \varepsilon$$

$$\pi_2 = \gamma \cdot \varepsilon$$

Analogamente è possibile esprimere in forma compatta i rapporti di smorzamento associati ai due modi di vibrare della struttura:

$$\xi_1 = \xi_b \cdot \left(1 - \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot \varepsilon\right)$$

$$\xi_2 = \frac{\xi_s + \gamma \cdot \xi_b \cdot \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1 - \gamma}} \cdot \left(1 - \frac{\gamma \cdot \varepsilon}{2}\right)$$

Assumendo un generico spettro di risposta di riferimento, in termini di spostamento $S_{De}(\omega, \xi)$ o (pseudo)accelerazione $S_e(\omega, \xi)$, è possibile calcolare i massimi modali della risposta della struttura:

$$q_{1\max} = \pi_1 \cdot S_{De}(\omega_1, \xi_1)$$

$$q_{2\max} = \pi_2 \cdot S_{De}(\omega_2, \xi_2)$$

e quindi, ricorrendo ad un'opportuna legge di combinazione (ad esempio SRSS), il valore massimo dello spostamento degli isolatori vale:

$$v_{b\max} = \sqrt{(q_{1\max} \cdot \varphi_{11})^2 + (q_{2\max} \cdot \varphi_{12})^2}$$

$$v_{s\max} = \sqrt{(q_{1\max} \cdot \varphi_{21})^2 + (q_{2\max} \cdot \varphi_{22})^2}$$

Sfruttando le precedenti relazioni, queste si scrivono:

$$v_{b\max} = \sqrt{(1 - \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \cdot \varepsilon^2 \cdot [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

$$v_{s\max} = \varepsilon \cdot \sqrt{(1 - 2 \cdot \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + [1 - 2 \cdot (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]^2 \cdot [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Per spettri di risposta usuali risulta $S_{De}(\omega_2, \xi) \ll S_{De}(\omega_1, \xi)$ ed il termine $\varepsilon^2 \cdot S_{De}(\omega_2, \xi_2)$ può essere trascurato. Pertanto le due precedenti equazioni si riducono a:

$$v_{b\max} = (1 - \gamma \cdot \varepsilon) \cdot [S_{De}(\omega_1, \xi_1)]$$

$$v_{s\max} = \varepsilon \cdot \sqrt{[S_{De}(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_{De}(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Analogamente il coefficiente di taglio, ovvero il valore dell'accelerazione che moltiplicato per la massa dà il valore del taglio, alla base della sovrastruttura:

$$C_s = \max \left| \frac{k_s \cdot v_s}{m} \right| = \omega_s^2 \cdot v_{s\max}$$

si può esprimere come:

$$C_s = \sqrt{[S_e(\omega_1, \xi_1)]^2 + \varepsilon^2 \cdot [S_e(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Avendo assunto che $\varepsilon \ll 1$ e quindi che:

$$\omega_1 \approx \omega_b \quad \pi_1 \approx 1 \quad \xi_1 \approx \xi_b$$

e trascurando i termini con $S_{De}(\omega_2, \xi_2)$ essendo normalmente $S_{De}(\omega_2, \xi_2) \ll S_{De}(\omega_1, \xi_1)$, si ottengono delle espressioni approssimate e compatte della risposta massima della struttura:

$$v_{bmax} = S_{De}(\omega_b, \xi_b)$$

$$v_{smax} = \varepsilon \cdot S_{De}(\omega_b, \xi_b)$$

$$C_s = S_e(\omega_b, \xi_b)$$

Le espressioni precedenti possono essere lette nel seguente modo: per piccoli valori di ε e per gli spettri di risposta usuali, il sistema di isolamento può essere progettato per uno spostamento massimo pari a $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$ e la sovrastruttura per un coefficiente di taglio pari a $S_e(\omega_b, \xi_b)$. Questi due valori si possono ottenere riferendosi direttamente all'oscillatore elementare, di cui si è detto in precedenza, avente massa pari alla massa totale della sovrastruttura, ossia quella al di sopra del sistema di isolamento $m+m_b$ e con rigidezza e smorzamento pari alle corrispondenti grandezze del sistema di isolamento k_b e ξ_b .

Facendo riferimento alle norme sismiche NTC 2008, le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R (§ 2.4.3.) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Il valore di $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$ ed il valore di $S_e(\omega_b, \xi_b)$ vengono determinati in relazione alla probabilità di superamento P_{VR} associata allo stato limite in esame, nel periodo di riferimento V_R (§ 3.2.1. delle NTC 2008).

A tal proposito è opportuno sottolineare come le NTC 2008 non richiedano più, ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto, la suddivisione del suolo nazionale in diverse zone sismiche, essendo gli spettri di risposta definiti in funzione delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del punto esatto in cui è prevista la realizzazione di una nuova struttura o in cui è localizzato un fabbricato esistente. Le stesse NTC 2008 forniscono, in allegato (Allegati A e B), i valori tabellati dei parametri di caratterizzazione sismica per 10751 punti del reticolo di riferimento.

Lo spostamento interpiano, direttamente legato al canno prodotto dal sisma negli elementi strutturali e non, risulta proporzionale al rapporto delle pulsazioni ε ed allo spostamento massimo alla base $S_{De}(\omega_b, \xi_b)$. Esso, pertanto, si riduce al diminuire del rapporto tra il periodo della struttura a base fissa e quella isolata ed all'aumentare dello smorzamento del sistema di isolamento.

Lo stesso spostamento è ottenibile come rapporto tra la forza sismica, calcolata moltiplicando il coefficiente di taglio C_s per la massa m , e la rigidezza della sovrastruttura k .

Data l'ottima approssimazione ottenibile dal modello ad un grado di libertà, lo spettro di risposta costituisce uno strumento progettuale diretto, che fornisce immediatamente il massimo spostamento $S_{De}(T_b, \xi_b)$, e il massimo taglio, $(m_b + m_s) \cdot S_e(T_b, \xi_b)$, del sistema di isolamento. Gli effetti dell'isolamento sismico sono facilmente quantizzabili facendo riferimento a spettri di risposta elastici di caratteristiche medie, come quelli forniti dalle norme per i diversi tipi di terreno (da molto rigidi a poco addensati e/o consistenti). Si ricorda che gli spettri elastici di normativa forniscono la risposta massima (o meglio un determinato frattile superiore della distribuzione dei massimi) di oscillatori elementari di diverso periodo (in ascissa) e smorzamento viscoso (curve a diverso ξ), per effetto di una serie di eventi sismici aventi lo stesso periodo di ritorno.

Lo spettro di risposta è definito dalle NTC 2008 per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione massima al sito (categoria A);

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale.

Per tutti i siti considerati nelle NTC 2008 sono riportati i valori dei suddetti parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche. Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito, per le diverse categorie di sottosuolo e condizioni topografiche, dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica;

- η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

dove ξ espresso in percentuale è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su un sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- T è il periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove T_C è definito al § 3.2. delle NTC 2008 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo.

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Gli spettri in pseudoaccelerazioni e spostamenti, questi ultimi facilmente ottenibili dai primi moltiplicando le coordinate spettrali per $T^2/4\pi$ (§ 3.2.3.2.3. delle NTC 2008), allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) sono rappresentati nei diagrammi di *fig. 8.6.* per i diversi suoli, e con riferimento ad un preciso sito e periodo di ritorno T_R .

Come si può vedere, questi spettri presentano tre tratti principali d'interesse per gli usuali valori del periodo delle strutture fisse alla base e isolate. Nell'intervallo compreso tra T_B e T_C , in cui ricadono la gran parte delle strutture fisse alla base, l'accelerazione è costante e lo spostamento è crescente con il quadrato del periodo.

Nell'intervallo successivo tra T_C e T_D , in cui ricadono molte delle strutture isolate, l'accelerazione decresce con l'inverso del periodo e lo spostamento è proporzionale al periodo stesso, mentre la (pseudo)velocità rimane costante. Nel terzo intervallo ($T > T_D$), in cui ricadono le strutture con isolamento più spinto, lo spostamento è costante e l'accelerazione decresce con l'inverso del quadrato del periodo.

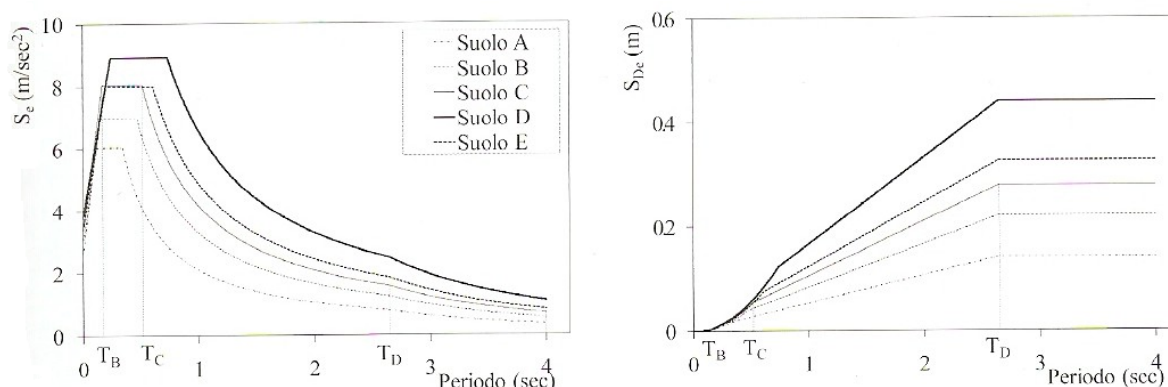


Fig. 8.6. Spettri di risposta elastici in (pseudo)accelerazione e in spostamento delle componenti orizzontali allo SLV, per diverse categorie di suolo per il Comune de L'Aquila.

Indicando con C_{sa} il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro ad accelerazione costante (tra T_B e T_C) e con C_{sv} il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro a velocità costante (tra T_C e T_D), si può scrivere:

$$C_{sv} = \frac{C_{sa}}{T}$$

$$v_{bmax} = \frac{C_{sa} \cdot T}{4 \cdot \pi^2}$$

da cui si ricava:

$$C_{sv} \cdot v_{bmax} = (C_{sa}/2\pi)^2$$

Le precedenti equazioni mettono in luce come raddoppiando il periodo proprio di vibrazione della struttura isolata, si raddoppia lo spostamento alla base e si dimezza il taglio. Nell'intervallo considerato, il prodotto tra il coefficiente di taglio massimo C_{sv} e lo spostamento massimo alla base v_{bmax} risulta costante, una volta fissato il tipo di terreno ed il livello di sismicità del sito. Ciò evidenzia come, nella progettazione di un sistema di isolamento, occorra raggiungere un compromesso fra taglio massimo e spostamento massimo alla base. È interessante, anche, osservare come incrementando il periodo della struttura isolata nel terzo intervallo ($T > T_D$), ossia aumentando la deformabilità del sistema di isolamento, si ottengono ulteriori riduzioni del taglio alla base senza incrementi di spostamento, fino al raggiungimento di un valore di soglia dell'accelerazione, che per le NTC 2008 è pari a $0.2 a_g$ (§ 3.2.3.5.).

Nelle considerazioni finora svolte, si è volutamente trascurata la capacità dissipativa del sistema di isolamento, data dal rapporto di smorzamento ξ_b . Mentre l'incremento del periodo determina effetti opposti sull'accelerazione e sullo spostamento, l'aumento dello smorzamento (dal 2÷7% della struttura elastica a base fissa al 10÷30% della struttura isolata) produce una riduzione sia del taglio che dello spostamento massimo alla base. Le norme permettono di tener conto dell'abbattimento della risposta massima conseguente ad uno smorzamento ξ superiore al 5%, assunto come valore di riferimento, mediante il coefficiente riduttivo η , valutabile con l'espressione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

La riduzione delle accelerazioni nella risposta sismica delle strutture isolate, ottenuta incrementando il periodo e lo smorzamento, è generalmente superiore alla riduzione dello spettro di risposta elastico nella traduzione in spettro di progetto delle strutture a base fissa, effettuata con il fattore di struttura q , funzione della loro duttilità. Facendo riferimento a strutture in c.a., le norme italiane prevedono valori del fattore di struttura compresi tra 1.5 e oltre 6 in relazione alla tipologia e al materiale strutturale, alle caratteristiche di regolarità, alla classe di duttilità adottata nella progettazione, alle caratteristiche di sovra resistenza della struttura. Considerando una struttura con periodo, nella condizione di base fissa, $T=0.4$ sec, isolata con periodo $T=2\div4$ sec e smorzamento del 10÷20%, e considerando diversi tipi di suolo (A,B,C,D,E) l'accelerazione spettrale può essere ridotta, rispetto a quella della struttura a base fissa in campo elastico, di un fattore compreso tra circa 3 (suolo D, $T=2$ sec, $\xi=10\%$) e circa 24 (suolo A, $T=4$ sec, $\xi=20\%$), se si prescinde dalla soglia inferiore di accelerazione spettrale. L'efficacia dell'isolamento sismico si riduce nelle strutture con periodo a base fissa elevato. In generale, è chiaro che le strutture con isolamento sismico non debbono far affidamento sulle loro capacità di deformazione inelastica per sopravvivere a terremoti violenti e che il concetto di isolamento integrale (ossia di assenza di deformazioni inelastiche in tutta la struttura) può essere economicamente applicato nella gran parte delle situazioni progettuali. D'altra parte, l'accettazione di importanti escursioni in campo anelastico (strategia di isolamento non integrale), produrrebbe vantaggi economici molto ridotti e non garantirebbe un completo controllo del comportamento sismico della struttura sotto terremoti violenti.

Particolarmente utile, è la rappresentazione dello spettro elastico denominata *ADRS* (*Acceleration-DisplacementResponseSpectrum*). Tale rappresentazione, alternativa a quella più usuale nel piano periodo - (pseudo)accelerazione (o spostamento), vede lo spostamento in ascissa e la (pseudo)accelerazione in ordinata. Le rette per l'origine risultano inclinate di un angolo θ , legate al periodo di vibrazione attraverso la seguente espressione:

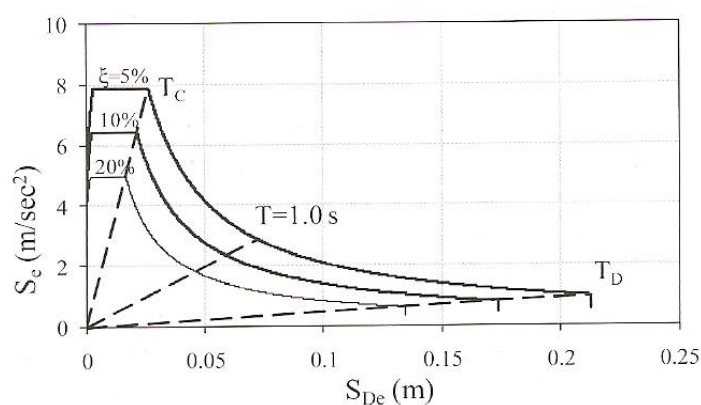
$$\tan(\theta) = \frac{S_e}{S_{De}} = \frac{4 \pi^2}{T^2}$$

Il formato ADRS, normalmente utilizzato nell'applicazione dei metodi di analisi statica non lineare, permette di identificare immediatamente, su un unico grafico, le grandezze fondamentali per la progettazione di una struttura isolata. Nella *fig. 8.7.* sono mostrati gli spettri della normativa italiana in tale formato, per i diversi stati limite relativi al suolo di tipo A. In ciascun diagramma sono riportate le curve degli spettri per diversi valori dello smorzamento. La loro utilizzazione è immediata, una volta identificata la categoria del suolo di fondazione (A,B,C,D,E), le coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito in esame, lo stato limite da considerare e, conseguentemente, il valore a_g , F_0 e T_C^* , competente al sito in esame. Infatti, noto il periodo della struttura isolata, ci si posiziona sulla retta inclinata ad esso relativa (eventualmente ottenuta per interpolazione), in corrispondenza della curva corrispondente allo smorzamento considerato.

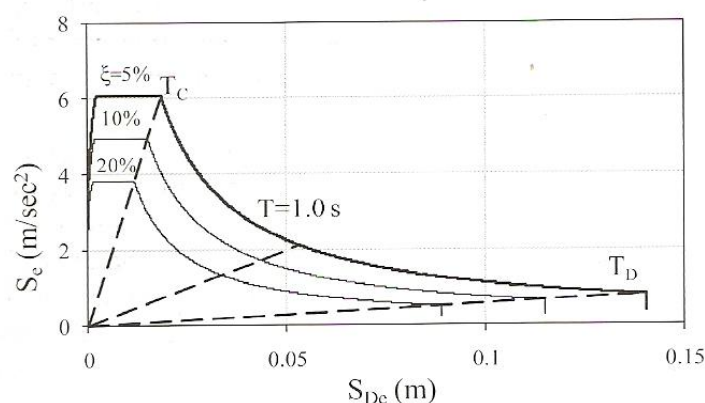
E', allora, immediato leggere il massimo spostamento in ascissa e la massima accelerazione in ordinata. Negli stessi spettri è possibile riconoscere i diversi intervalli di periodo nei quali si collocano le strutture a base fissa e le strutture isolate. In particolare si individua l'intervallo T_C-T_D ($T_D=2.5$ sec), nel quale si collocano molte applicazioni dell'isolamento sismico, e l'intervallo successivo ($T > T_D$) nel quale lo spostamento si mantiene costante mentre continua a diminuire l'accelerazione.

Il confronto tra gli spettri di norma, relativi a diverse condizioni del suolo di fondazione, evidenzia le notevoli differenze che queste possono comportare nella risposta delle strutture isolate, sia in termini di accelerazione sulla sovrastruttura, che di spostamento del sistema di isolamento.

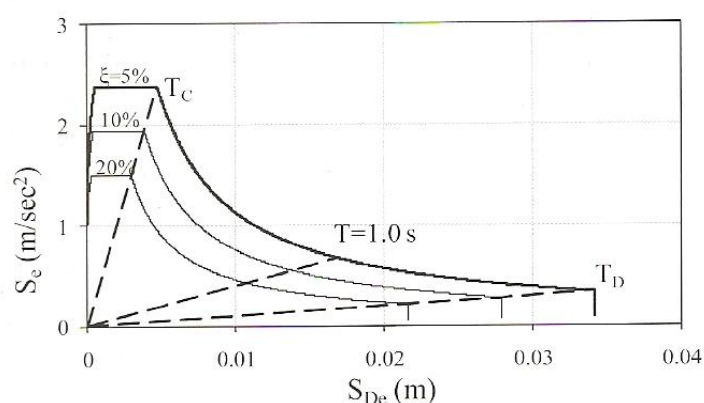
L'applicabilità e l'efficienza dell'isolamento sismico in funzione delle caratteristiche "sismiche" del sito è argomento delicato e complesso. Ogni terremoto genera un sistema di onde sismiche che attraversano la crosta terrestre fino a raggiungere la superficie, con diversi percorsi e subendo differenti fenomeni di rifrazione, riflessione e filtrazione. Per un dato evento sismico, le caratteristiche delle scosse prodotte nei diversi siti (più o meno lontani dalla sorgente, su roccia, su terreno deformabile, su cresta o su pendio etc.) presentano differenze sostanziali fra di loro. In alcuni casi le scosse presentano peculiarità tali da renderle sostanzialmente diverse dai terremoti di progetto di norma.



(a) SLC



(b) SLV



(c) SLD

Fig. 8.7. Rappresentazione in formato ADRS degli spettri relativi al suolo A per i diversi stati limite e i diversi valori di smorzamento.

Situazioni che richiedono particolare attenzione sono quelle generate da scosse registrate in vicinanza della faglia sorgente ("near fault") di terremoti di elevata magnitudo e/o quelle di siti caratterizzati da spessi strati di molte decine o centinaia di metri di materiale deformabile e/o con sorgente molto profonda (più di un centinaio di km). Le prime (ad esempio la scossa registrata a Imperial Valley nel 1969) sono spesso caratterizzate da singole pulsazioni a bassa frequenza con elevate velocità del terreno. Tali effetti sono chiaramente visibili negli spettri di risposta e si traducono in un picco della risposta sugli alti periodi (anche oltre i 2 secondi) e, conseguentemente, in notevoli spostamenti (anche oltre 1 metro) per i valori del

periodo normalmente adottati per l'isolamento. Si riscontrano spesso anche elevate accelerazioni verticali, che possono favorire condizioni di trazione nei dispositivi di isolamento. Le seconde (di cui è un esempio il terremoto di Mexico City del 1985) generano un moto del terreno caratterizzato da una serie di pulsazioni a basse frequenze di notevole intensità e durata. Il picco degli spettri di risposta si colloca su valori alti del periodo (intorno ai 2 secondi per il terremoto citato).

E' evidente che tali terremoti hanno un potenziale distruttivo molto elevato per un'ampia classe di strutture, convenzionali e con isolamento sismico. In tali situazioni occorre ben valutare se l'isolamento sismico sia effettivamente la scelta ottimale. In ogni caso occorre ben calibrare le caratteristiche del sistema stesso, sulla base di attenti studi sismologici, eventualmente forzando sensibilmente il periodo di isolamento su valori elevati (dell'ordine dei 4-5 sec) o adottando strategie non più basate sull'incremento del periodo, ma, piuttosto, sulla limitazione della forza.

In ogni caso i dispositivi di isolamento dovranno essere in grado di sopportare ampi spostamenti, ben superiori a quelli previsti usualmente dalle norme.

Tornando ai diagrammi di *fig. 8.7.*, si osserva che l'incremento dello smorzamento del sistema di isolamento risulta, apparentemente, sempre benefico, sia in termini di accelerazioni che di spostamenti. Occorre tener presente, tuttavia, che il confronto è fra grandezze legate al primo modo di vibrare della struttura, nella configurazione a base fissa e isolata, con un approccio semplificato nel quale si assume la completa disaccoppiabilità dei modi. Elevati valori di smorzamento nel sistema di isolamento possono, invece, produrre un incremento delle accelerazioni legate ai modi superiori, con conseguenze negative soprattutto nei riguardi del contenuto non strutturale e della distribuzione delle forze di inerzia in elevazione. Ciò è vero, in particolare, quando lo smorzamento è di natura isteretica, cioè legato al comportamento non lineare del sistema di isolamento, funzione dello spostamento. In tal caso, infatti, ogni passaggio del sistema nella sua fase elastica, all'atto dell'inversione della direzione del moto, determina una ridistribuzione dell'energia fra i modi di vibrare della struttura, con un aumento del contributo dei modi superiori. Accelerazioni nelle alte frequenze possono modificare la distribuzione delle forze lungo l'altezza della struttura (e conseguentemente anche i drift interpiano) e produrre effetti più gravosi sugli oggetti portati.

8.3. DISPOSITIVI E SISTEMI DI ISOLAMENTO

Un sistema di isolamento deve in genere possedere le seguenti caratteristiche:

- (i) capacità di sostenere i carichi gravitazionali in condizioni di riposo e in condizioni sismiche (funzione di appoggio);
- (ii) elevata deformabilità (o bassa resistenza) in direzione orizzontale sotto azioni sismiche;
- (iii) buona capacità dissipativa;
- (iv) adeguata resistenza a carichi orizzontali non sismici (vento, traffico, etc.).

Un requisito addizionale è la capacità di ricentraggio, che permette di avere spostamenti addizionali nulli o trascurabili al termine del sisma. Altre caratteristiche quali: durabilità, facilità di installazione, costi contenuti, ingombro limitato, etc., possono influenzare la scelta del dispositivo o del sistema di isolamento, ma non le sue prestazioni meccaniche in condizioni di installazione e manutenzione corrette.

Un sistema di isolamento è costituito da un insieme di dispositivi che tra loro combinati permettono di ottenere il comportamento richiesto. I dispositivi possono essere tutti dello stesso tipo o di tipo diverso (generalmente non più di due tipi), e sono opportunamente disposti per collegare la sottostruttura con la sovrastruttura in corrispondenza del piano di isolamento. Diversi dispositivi e sistemi di isolamento sono stati proposti e sviluppati negli ultimi 20 anni. Alcuni di essi hanno trovato una vasta applicazione e diffusione in tutto il mondo.

I componenti di un sistema di isolamento si possono distinguere in isolatori e dispositivi ausiliari.

Gli isolatori sono dispositivi che svolgono la funzione di sostegno dei carichi gravitazionali, sono dunque dei particolari dispositivi di appoggio generalmente bidirezionali, con elevata rigidità in direzione verticale ed elevata deformabilità (ovvero bassa resistenza) in direzione orizzontale. A tale funzione possono essere associate o meno quelle di dissipazione di energia, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio non sismici (vento, etc.), di ricentraggio della struttura al termine del sisma. In *fig. 8.8.* è mostrato il loro comportamento meccanico ideale attraverso curve caratteristiche schematiche forza-spostamento. Gli isolatori attualmente in uso possono essere distinti in due principali categorie: (a) isolatori in materiale elastomerico ed acciaio, basati sull'elevata deformabilità elastica della gomma, e (b) isolatori a scorrimento, basati sulla bassa resistenza di attrito che si sviluppa tra superfici piane o curve di alcuni materiali opportunamente trattati.

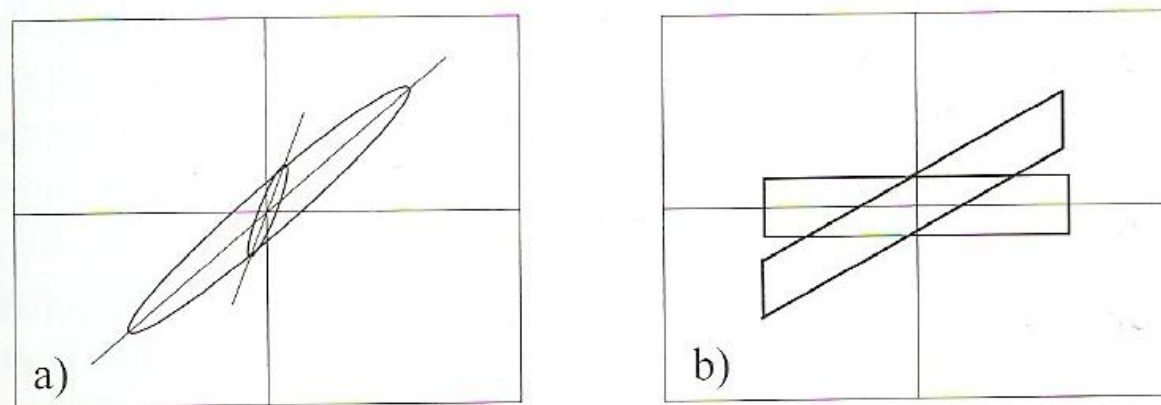


Fig. 8.8. Diagrammi schematici forza-spostamento di isolatori (a) in materiale elastomerico e acciaio, (b) a scorrimento.

I dispositivi ausiliari svolgono la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o vincolo laterale sotto carichi di servizio non sismici (vento, etc.). In fig. 8.9. è mostrato il comportamento meccanico schematico di alcuni dispositivi ausiliari in termini di diagramma forza-spostamento. Tra di essi si distinguono:

- dispositivi a comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione, basati sull'isteresi di alcuni metalli, quali l'acciaio e il piombo (curve a), sull'attrito fra superfici opportunamente trattate (curva b) o sulle proprietà superelastiche di particolari leghe metalliche, quali le leghe a memoria di forma, sfruttate per ottenere ottime capacità di ricentraggio (curva c);
- dispositivi a comportamento viscoso (curva d), dipendente dalla velocità di deformazione, basati sull'estrusione di fluidi altamente viscosi all'interno di un cilindro con pistone dotato di orifizi di opportune dimensioni;
- dispositivi a comportamento lineare, o quasi lineare (curva e), assimilabile a viscoelastico, basati sulla deformazione a taglio di speciali polimeri.

Il D.M. del 14 Gennaio 2008 introduce, oltre ai dispositivi sopra citati, un'ulteriore tipologia costituita da dispositivi detti di vincolo temporaneo (§ 11.9.) utilizzati allo scopo di obbligare i movimenti relativi di parti strutturali diverse in una o più direzioni attraverso modalità differenti a seconda della tipologia e dell'entità dell'azione sismica. Essi si distinguono in due categorie:

- dispositivi di vincolo di tipo "a fusibile": caratterizzati dall'impedire gli spostamenti relativi fra le parti collegate fino al raggiungimento di una certa soglia di forza oltre la quale cessano la loro funzione consentendo tutti i movimenti;
- dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio: caratterizzati dalla capacità di solidarizzare gli elementi che collegano, in presenza di rapidi spostamenti

relativi, quali quelli dovuti al sisma, e di lasciarli liberi in presenza di movimenti relativi lenti, ad esempio imposti o causati da fenomeni termici.

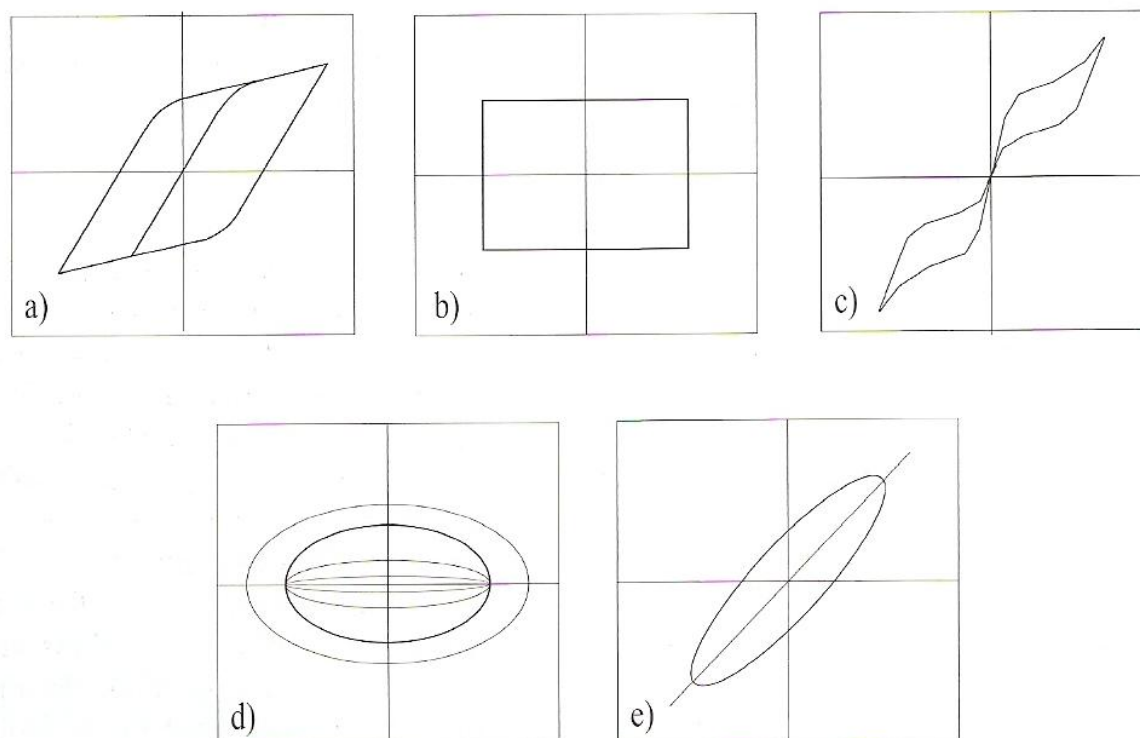


Fig. 8.9. Tipici diagrammi forza-spostamento di dispositivi ausiliari a comportamento non lineare basati:

- (a) sull'isteresi di alcuni metalli, (b) sull'attrito e (c) sulle proprietà superelastiche delle leghe a memoria di forma; (d) dispositivi ausiliari a comportamento viscoso e (e) dispositivi a comportamento quasi lineare.

Un sistema di isolamento può essere costituito unicamente da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (ad es. piombo, fluidi viscosi), oppure unicamente da isolatori a scorrimento (o rotolamento), che inglobano funzioni dissipative e/o ricentranti, per caratteristiche intrinseche o per la presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da un'opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

8.3.1. SISTEMI BASATI SU ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori in gomma armata sono i componenti fondamentali di questi sistemi di isolamento. Essi sono realizzati alternando strati di elastomero dello spessore di 5-20 mm con lamierini in acciaio dello spessore di 2-3 mm (*fig. 8.1.*). Questi ultimi esplicano un'azione di confinamento sull'elastomero, che ne limita la deformabilità verticale (così da contenere in 1-3 mm l'abbassamento del dispositivo sotto i carichi di esercizio), incrementandone sensibilmente la portanza ai carichi verticali, senza influenzare significativamente la deformabilità a taglio dell'isolatore in direzione orizzontale.

Per le proprietà di resistenza a fatica e di elasticità della gomma, gli isolatori elastomerici sono in grado di soddisfare molti dei requisiti di un sistema di isolamento. Alcune varianti, ottenute attraverso l'uso di speciali mescole additivate o di inserti atti ad aumentarne le capacità dissipative e a variarne in maniera favorevole la rigidità, permettono di conseguire in pieno tali requisiti e di realizzare sistemi di isolamento costituiti unicamente da isolatori elastomerici, senza altri dispositivi ausiliari.

Alcune problematiche sono comuni a tutti i dispositivi di isolamento in gomma. Fra di esse si ricordano: (i) la stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio, (ii) l'aumento di deformazione sotto carico costante (creep) della gomma, (iii) l'efficacia dell'aderenza gomma-acciaio ad elevati spostamenti e (iv) le variazioni di comportamento meccanico dell'elastomero con la temperatura, la frequenza di oscillazione e l'invecchiamento. Ciascuno di questi aspetti va valutato attentamente in fase sperimentale e portato debitamente in conto in fase di progettazione e verifica della struttura isolata.

Caratteristica comune a tutti gli isolatori in gomma è la riduzione della loro capacità portante verticale al crescere dello spostamento orizzontale applicato, sia per la deformazione a taglio indotta che per la riduzione dell'area di impronta effettiva. Ciò è chiaramente messo in luce dalla *fig. 8.10.*, che mostra la capacità portante di alcuni dispositivi in gomma di diverso diametro, per tre diverse condizioni di carico: (i) in presenza di solo carichi gravitazionali, (ii) in presenza di una deformazione a taglio γ del 150% corrispondente, per gli isolatori in esame, ad un'area di impronta effettiva (A_r) pari al 50% di quella lorda (A_g) e (iii) in presenza di una deformazione a taglio γ del 250% corrispondente ad un'area di impronta effettiva (A_r) pari al 50% di quella lorda (A_g). Come si può vedere, la capacità portante verticale dei dispositivi elastomerici si riduce rapidamente al crescere dello spostamento orizzontale applicato. Ciò può rendere problematico il dimensionamento di tali dispositivi in zone ad elevata sismicità, ove sono previsti spostamenti considerevoli, soprattutto se la struttura è affetta da significative variazioni del carico assiale negli isolatori.

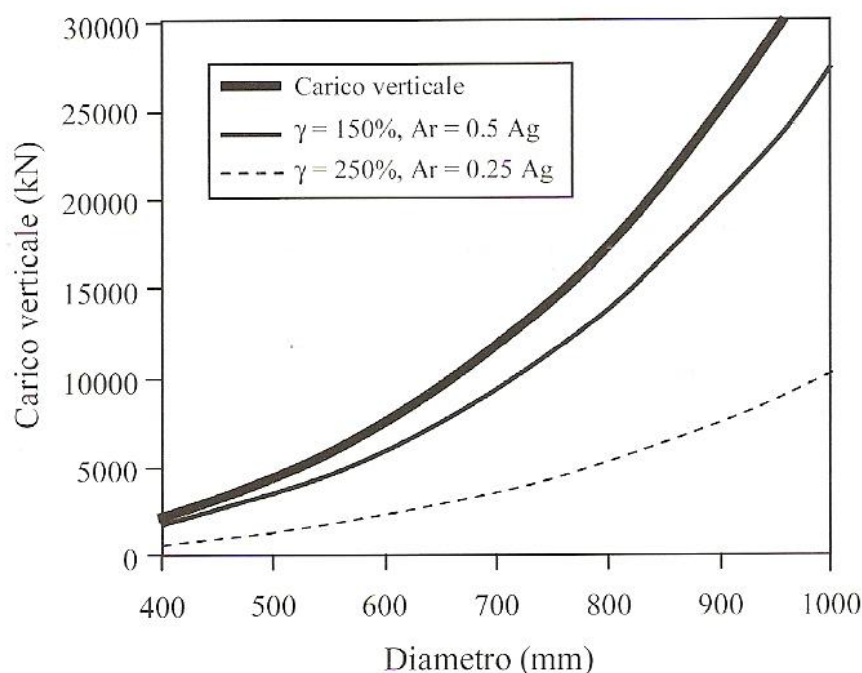


Fig. 8.10. Capacità portante di isolatori in gomma armata al variare della deformazione a taglio applicata.

Esistono sostanzialmente tre tipi di isolatori elastomerici attualmente in commercio, classificabili in relazione alle caratteristiche dissipative dell'elastomero e all'eventuale presenza di inserti (fig. 8.11.): (i) in gomma armata a basso smorzamento; (ii) in gomma armata ad elevato smorzamento; (iii) in gomma armata con nucleo in piombo o altro materiale dissipativo.

Gli isolatori in gomma armata a basso smorzamento presentano un comportamento meccanico sostanzialmente elastico (rigidezza quasi costante) al crescere della deformazione ed un rapporto di smorzamento molto basso, dell'ordine del 2-4%. Sono semplici da realizzare, facili da modellare ed il loro comportamento meccanico risulta sostanzialmente indipendente dalla frequenza di oscillazione e poco sensibile alla temperatura. Per contro, un sistema di isolamento realizzato con tali isolatori, richiede, generalmente, opportuni dispositivi ausiliari, per incrementarne la capacità dissipativa sotto sisma ed evitare movimenti eccessivi della struttura per effetto delle azioni orizzontali di esercizio (vento etc.).

Sia il modulo a taglio che lo smorzamento dipendono in modo significativo dalla deformazione a taglio (γ) applicata. A bassi livelli di deformazione ($\gamma < 10\%$) il modulo di taglio risulta piuttosto elevato, anche di 5-10 volte maggiore di quello relativo ai livelli di deformazione raggiunti nelle condizioni sismiche di progetto ($\gamma = 100-150\%$). All'aumentare della deformazione oltre tali livelli, il modulo di taglio cresce di nuovo, determinando un significativo incrudimento nel ciclo forza-spostamento dell'isolatore.

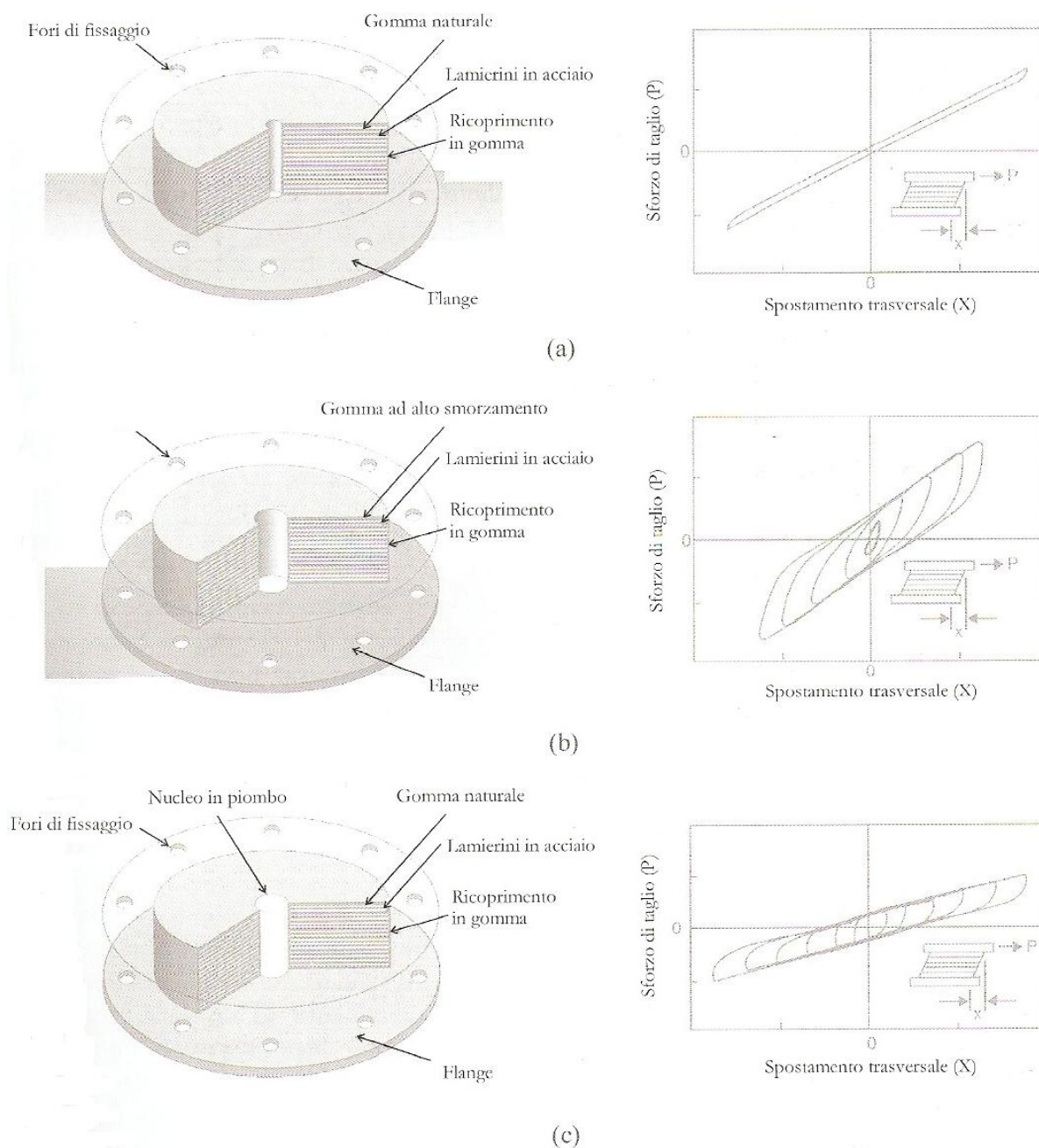


Fig. 8.11. Configurazione e comportamento meccanico schematico di isolatori elastomerici (a) a basso smorzamento, (b) ad elevato smorzamento e (c) con nucleo in piombo.

Gli isolatori in gomma armata ad elevato smorzamento sono ottenuti aggiungendo alla mescola della gomma opportuni additivi (resine, oli, etc.) che consentono di raggiungere valori di smorzamento compresi tra il 10% ed il 20%, per deformazioni a taglio dell'ordine del 100%. La natura della dissipazione di energia è in parte viscosa, ossia quadratica con lo spostamento, ed in parte isteretica, ossia lineare con lo spostamento. Ciò implica una certa dipendenza del comportamento meccanico dalla frequenza di oscillazione, cui si aggiunge anche un'influenza non trascurabile della temperatura.

Gli isolatori in gomma ad elevato smorzamento possono da soli realizzare un sistema di isolamento completo, che soddisfa i requisiti fondamentali precedentemente espressi. L'elevata capacità dissipativa assicura un buon controllo degli spostamenti indotti dal sisma. L'elevata rigidezza iniziale limita gli spostamenti sotto i carichi orizzontali non sismici. Il comportamento quasi-elastico garantisce ottime capacità di ricentraggio. Inoltre l'incrudimento della gomma a deformazioni maggiori di quelle associate al terremoto di progetto, può risultare utile nel limitare gli spostamenti nel caso di eventi sismici anomali per intensità o per contenuto in frequenza.

Le proprietà meccaniche degli isolatori ad elevato smorzamento variano in modo significativo durante i primi cicli di deformazione, a causa del fenomeno noto come "*scragging*", che corrisponde ad un cambiamento di struttura molecolare della gomma. Dopo i primi 2-3 cicli di carico il comportamento meccanico dei dispositivi risulta stabile e ripetitivo per deformazioni minori uguali a quelle di "*scragging*" (fig. 8.12.). All'atto dello scarico, si ha un parziale recupero delle proprietà iniziali. E' importante osservare, a riguardo, che le specifiche sulle caratteristiche del dispositivo indicate in fase di progetto andrebbero comunque riferite al 2°-3° ciclo di carico con ampiezza pari allo spostamento di progetto.

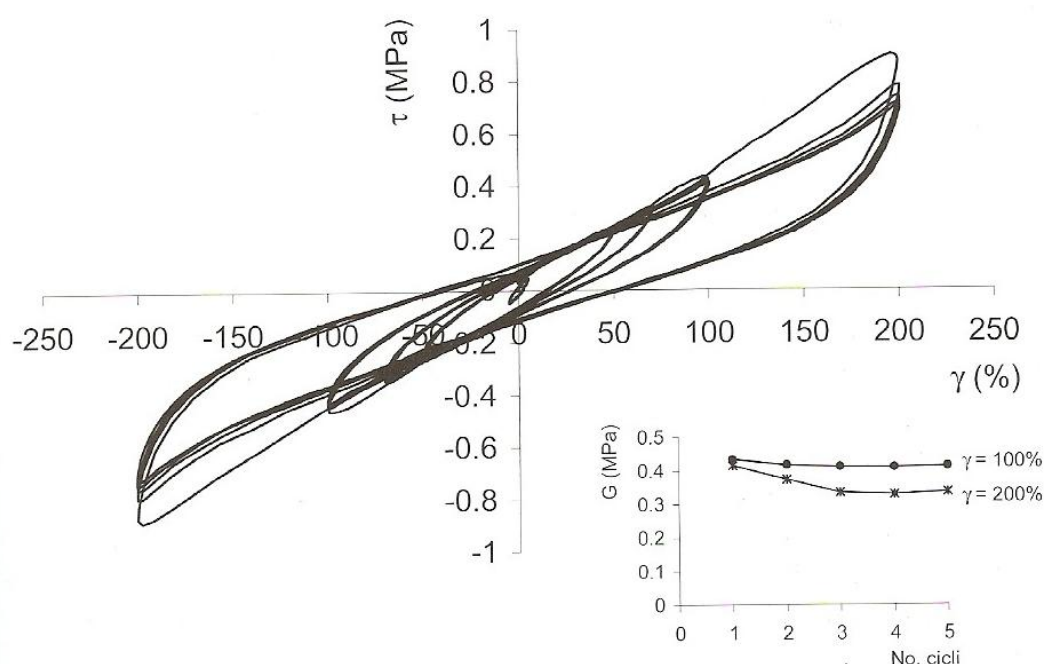


Fig. 8.12. Tipico comportamento sperimentale di isolatori elastomerici ad alta dissipazione.

Gli isolatori in gomma armata con nucleo in piombo, utilizzano uno o più inserti cilindrici in piombo, disposti in appositi fori verticali nell'isolatore in gomma armata, per ottenere la necessaria rigidezza ai carichi orizzontali di servizio (vento, forze di frenatura nei ponti, etc.), unitamente ad un'elevata capacità dissipativa sotto

sisma. Il comportamento meccanico di tali dispositivi (fig. 8.13.) risulta sostanzialmente combinazione di quello elastico lineare degli appoggi elastomerici a basso smorzamento con quello elasto-plastico del nucleo in piombo sottoposto ad un regime deformativo di tipo tagliante. La deformazione a taglio del nucleo è assicurata dall'azione di confinamento delle piastre di acciaio del dispositivo in gomma. Lo smorzamento viscoso equivalente, associato ai cicli di isteresi descritti, risulta tipicamente compreso tra il 15% e il 35%, a seconda della dimensione dell'inserto in piombo e dello spostamento imposto.

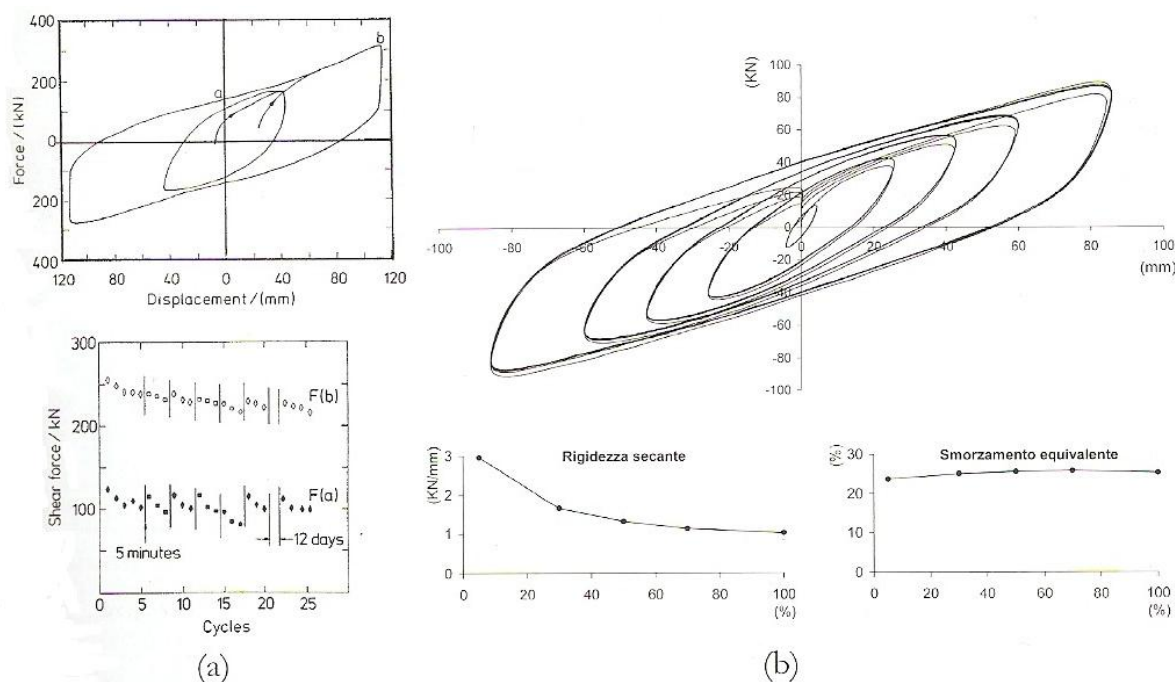


Fig. 8.13. Tipico comportamento sperimentale di isolatori con nucleo (a) in piombo e (b) in materiale ad alta viscosità.

La rigidezza secante e lo smorzamento viscoso equivalente risultano funzione del numero di cicli applicato. Sia la rigidezza che l'energia dissipata diminuiscono progressivamente al crescere del numero dei cicli, tendendo a stabilizzarsi dopo 10-15 cicli di carico, con un fenomeno analogo allo "scragging" nelle gomme, ma con effetti più marcati. Questo comportamento è evidenziato dal grafico inferiore di fig. 8.13.a nel quale sono riportati i valori della forza registrati in diverse serie di cicli consecutivi, in corrispondenza dello spostamento nullo e dello spostamento massimo.

La ripetizione della serie a distanza di 5 minuti e di 12 giorni dimostra il recupero delle caratteristiche iniziali. All'origine di tale fenomeno c'è il surriscaldamento del nucleo in piombo, prodotto dai ripetuti cicli di oscillazione ad alta frequenza. L'entità della diminuzione di rigidezza e spostamento, al crescere del numero dei cicli applicato, è funzione della dimensione del dispositivo in gomma e del nucleo in piombo.

Elevate capacità dissipative, ma con un'aliquota viscosa decisamente più elevata e un comportamento più stabile, possono essere ottenute utilizzando nuclei di materiali polimerici ad elevata viscosità, come per i dispositivi proposti in [Dolce et al. 2003a], di cui in *fig. 8.13.b* si riporta un diagramma sperimentale forza-spostamento, ottenuto effettuando serie consecutive con spostamento massimo crescente e corrispondente, nelle singole serie, ad una deformazione di taglio nella gomma pari al 5%, 30%, 50%, 70%, 100%. In basso, nella stessa figura, sono riportati i valori della rigidezza secante e dello smorzamento equivalente valutati al terzo ciclo delle singole serie, che evidenziano valori della rigidezza decrescenti al crescere dell'ampiezza del ciclo, con un rapporto di circa 3 tra la rigidezza per deformazione al 100% e la rigidezza per deformazione al 5%, e valori pressoché costanti, dell'ordine del 25%, dello smorzamento equivalente.

8.3.2. SISTEMI BASATI SU ISOLATORI A SCORRIMENTO

Gli isolatori a scorrimento possono essere monodirezionali e multidirezionali, permettendo spostamenti in una sola direzione e in tutte le direzioni del piano orizzontale, rispettivamente.

I primi hanno trovato e possono trovare applicazione nell'isolamento sismico dei ponti, essendo questi caratterizzati da un comportamento totalmente diverso nelle due direzioni e necessitando, talvolta, di un sistema di isolamento efficace in una sola direzione (spesso quella longitudinale). Negli edifici, ovviamente, si tende ad ottenere un comportamento isotropo (nel piano orizzontale) del sistema di isolamento nel suo complesso e si preferiscono gli isolatori multi direzionali. Questi ultimi sono costituiti da due o più dischi di diverso diametro che scorrono l'uno sull'altro, le cui superfici sono costituite con materiali particolari che sviluppano una bassa resistenza d'attrito al contatto. Le superfici di scorrimento più utilizzate, e ampiamente sperimentate nella tecnologia degli appoggi per ponti, sono di acciaio inossidabile lucidato e PTFE (Teflon) oppure altri materiali polimerici di recente sviluppo e applicazione. Nel caso del PTFE il coefficiente di attrito dinamico risulta compreso tra il 6% e il 18%, riducendosi all'1-3% nel caso di lubrificazione delle superfici, ed è funzione (i) della pressione di contatto, (ii) della velocità di scorrimento, (iii) della temperatura. Anche il numero dei cicli, o più precisamente la distanza totale percorsa dalle superfici a contatto nello scorrimento relativo, influenza in modo non trascurabile il coefficiente di attrito dinamico, a causa del deterioramento delle superfici di scorrimento.

In *fig. 8.14* sono mostrati i risultati più significativi di una vasta sperimentazione per la determinazione della legge di variazione del coefficiente di attrito dinamico di appoggi scorrevoli acciaio-PTFE, in funzione dello stato di

lubrificazione delle superfici a contatto, della pressione di contatto, della velocità di scorrimento e della temperatura dell'aria.

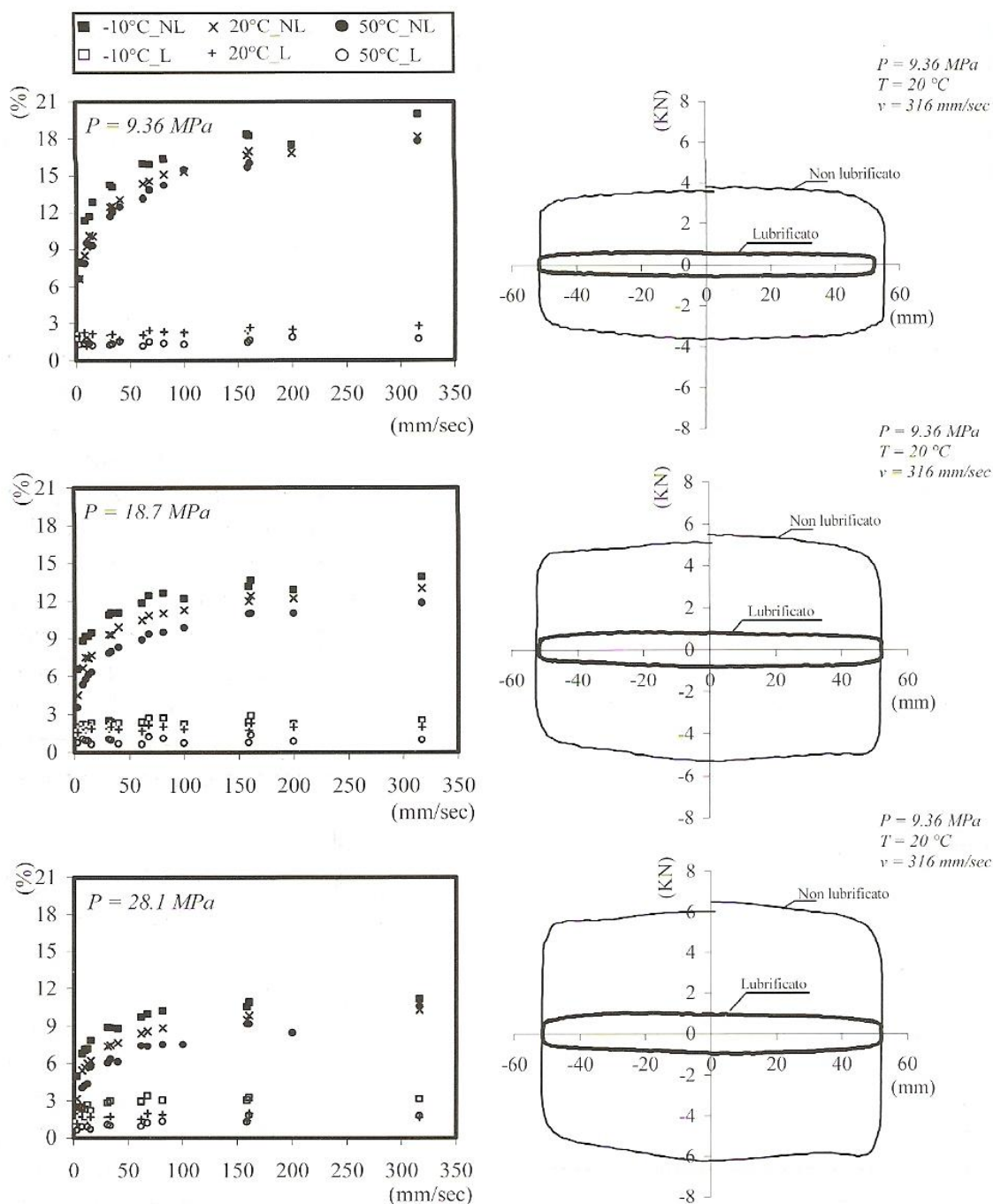


Fig. 8.14. Variazioni del coefficiente di attrito di appoggi scorrevoli acciaio-PTFE con velocità di scorrimento, la temperatura dell'aria, la pressione di contatto e lo stato di lubrificazione delle superfici a contatto (a sinistra). Tipici diagrammi forza-spostamento e diverse pressioni di contatto.

Dall'esame di fig. 8.14. emergono le seguenti caratteristiche di comportamento del coefficiente di attrito:

- aumenta rapidamente al crescere della velocità, da 0 fino a 150-200 mm/sec, mantenendosi, però, pressoché costante nell'intervallo di velocità tipicamente raggiunte in condizioni sismiche (200-800 mm/sec).
- si riduce all'incirca linearmente al crescere della pressione di contatto;
- diminuisce al crescere della temperatura;
- è fortemente influenzato dallo stato di lubrificazione delle superfici a contatto, con differenze di un ordine di grandezza in condizioni limite (superfici perfettamente lubrificate al confronto con superfici non lubrificate, ad elevate velocità di scorrimento).

Gli appoggi scorrevoli in acciaio-PTFE non sono utilizzati quasi mai come unico componente del sistema di isolamento, a meno che non incorporino elementi atti ad aumentarne la rigidezza iniziale e la capacità dissipativa e/o fornire capacità di ricentraggio. Nella pratica, si rinuncia quasi sempre a sfruttare la dissipazione di energia per attrito degli appoggi scorrevoli in acciaio-PTFE, per l'eccessiva variabilità del coefficiente di attrito nel tempo, e a causa delle diverse condizioni ambientali (temperatura, umidità) e di pulizia nelle quali l'isolatore può svolgere la sua funzione antisismica. Si utilizzano, perciò, isolatori lubrificati, con l'unica funzione di sostegno dei carichi verticali, lasciando praticamente liberi gli spostamenti orizzontali. In tale condizione d'uso gli isolatori in acciaio-PTFE lubrificati a superficie piana devono essere utilizzati congiuntamente a dispositivi ausiliari aventi funzione ricentrante e/o dissipativa. Frequente è l'utilizzazione di dispositivi in gomma, sia come dispositivi ausiliari, quindi senza funzione di appoggio, che come isolatori veri e propri, realizzando sistemi di isolamento ibridi, in cui coesistono isolatori elastomerici ed isolatori a scorrimento. Questa configurazione presenta interessanti vantaggi sia tecnici che economici. Essa permette di ottenere sistemi a bassa rigidezza (lungo periodo), con notevoli abbattimenti degli effetti del sisma, anche quando la massa strutturale competente a ciascun isolatore è limitata, e buone capacità ricentranti. La principale controindicazione è legata alla differente deformabilità verticale, sia istantanea, sia differita nel tempo (creep), che può determinare spostamenti differenziali verticali in corrispondenza dei diversi isolatori, in condizioni sia statiche che sismiche. In tali casi è importante limitare al massimo tali differenze (ad esempio adottando isolatori elastomerici molto rigidi verticalmente) e valutare attentamente le conseguenze degli spostamenti differenziali sulla struttura.

Qualora sussistano dubbi su tali conseguenze, è comunque possibile utilizzare gli isolatori in gomma, nelle diverse versioni viste in precedenza, unicamente come dispositivi ausiliari multi direzionali a comportamento quasi-elastico. In tal caso ovviamente, decadendo la funzione di sostegno dei carichi verticali, il loro dimensionamento non sarà più condizionato dalla rigidezza e dalla portanza dei

carichi verticali, ma unicamente dalla proprietà di rigidezza e dissipazione rispetto ai movimenti orizzontali che si vogliono conseguire.

Fra i dispositivi ausiliari per il completamento di un sistema basato su isolatori a scorrimento, si ricordano i dispositivi a comportamento non lineare fortemente dissipativi basati sullo snervamento dell'acciaio, che sfruttano elementi di forma opportuna deformati in regime di flessione e/o torsione, e i dispositivi basati su elementi in piombo sollecitati a taglio oppure quelli in cui il piombo è estruso all'interno di un cilindro da un pistone. Per ottenere una perfetta capacità ricentrante, tenuto anche conto della resistenza d'attrito che si sviluppa negli isolatori, una soluzione proposta in [Dolce et al. 2000] prevede l'utilizzo di dispositivi ausiliari basati su leghe a memoria di forma (LMF), ancora a comportamento fortemente non lineare. Una funzione esclusivamente dissipativa è svolta, invece, dai dissipatori viscosi, basati sull'estrusione di un fluido altamente viscoso all'interno di un cilindro con pistone dotato di un orifizio di opportune dimensioni. In generale i dispositivi ausiliari svolgono, oltre alla funzione dissipativa e/o ricentrante sotto azioni sismiche, anche quella di vincolo laterale sotto carichi orizzontali non sismici (vento, etc.). Per ottenere contemporaneamente una perfetta capacità ricentrante e un migliore controllo delle vibrazioni sismiche della struttura, una soluzione proposta di recente [Di Cesare et al. 2010] prevede l'utilizzo di dispositivi ausiliari visco-ricentranti ottenuti accoppiando dispositivi ricentranti basati su leghe a memoria di forma (LMF), con dispositivi viscosi dipendenti dalla velocità.

Gli unici isolatori a scorrimento che incorporano la funzione ricentrante e dissipativa, senza l'aggiunta di altri elementi, sono quelli con superficie di scorrimento curve. Tra questi il primo realizzato e più noto è il "*FrictionPendulum System*" (FPS), la cui capacità di ricentraggio deriva dall'impiego di superfici di scorrimento di tipo sferico non lubrificate, e perciò in grado anche di dissipare energia. Al raggio di curvatura di tale superficie sferica è legata la rigidezza equivalente del dispositivo nell'ambito del sistema di isolamento, e quindi il periodo di vibrazione della struttura isolata. Gli isolatori con superfici di scorrimento curve consentono di realizzare sistemi di isolamento il cui periodo di oscillazione è sostanzialmente indipendente dalla massa del manufatto che proteggono. Inoltre, essendo la rigidezza proporzionale al peso portato, il centro di rigidezza del sistema di isolamento coincide con la proiezione del centro di massa, riducendo sostanzialmente la possibilità di rotazioni del sistema rispetto ad un asse verticale. Se si prescinde dall'attrito, il comportamento di questi dispositivi, infatti, è analogo a quello di un pendolo il cui periodo è funzione esclusivamente della lunghezza del cavo portante la massa, pari al raggio di curvatura con cui è realizzata la calotta sferica di scorrimento, e indipendente dalla massa. In termini generali, indipendentemente dal nome attribuito dai diversi produttori, gli isolatori a scorrimento con superfici curve, denominati dalle [UNI EN-15129:2009] come

“CurvedSurfaceSliders”, verranno nel seguito indicati con il nome di “pendolo a scorrimento”.

Si possono distinguere fondamentalmente due tipi di pendoli a scorrimento: a singola (fig. 8.15.) o a doppia superficie di scorrimento. In quest'ultimo caso le superfici di scorrimento sono disposte in posizione contrapposta, contenendo all'interno il corpo di scorrimento. Ciò consente di contenere le dimensioni del dispositivo a parità di corsa massima, ripartendosi tale corsa sulle due calotte.

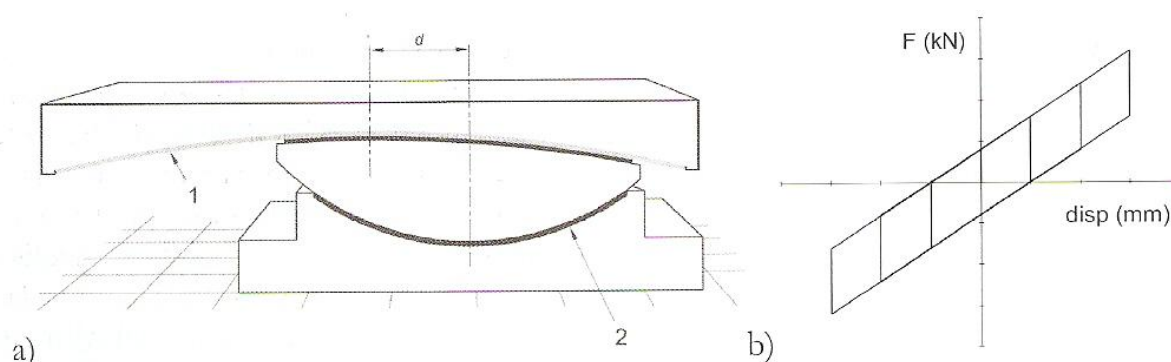


Fig. 8.15. Isolatori tipo pendolo a scorrimento a singola superficie di scorrimento (a); tipico legame forza-spostamento.

Sono disponibili sul mercato alcune varianti di pendoli a scorrimento, che aggiungono ulteriori proprietà a quelle fondamentali descritte, a scapito però, di una maggiore complessità del dispositivo. Tra queste può essere citato il pendolo Triplo, che, variando opportunamente curvatura delle due doppie superfici di scorrimento, permette di modulare la risposta del dispositivo nella maniera ritenuta ottimale rispetto all'azione attesa. Inoltre va segnalato come i dispositivi di ultima generazione utilizzano materiali di scorrimento progettati ad hoc per migliorare la costanza nel tempo delle caratteristiche attritive rispetto al PTFE.

I problemi principali del pendolo a scorrimento sono legati alle sue notevoli dimensioni in pianta (mentre lo spessore complessivo è contenuto e inferiore a quello degli isolatori in gomma), che si riducono con l'adozione della doppia superficie di scorrimento, ai movimenti verticali accompagnano associati agli spostamenti orizzontali, che possono produrre effetti parassiti sulla struttura, all'affidabilità nel tempo dell'attrito tra le superfici di contatto, che perciò andranno opportunamente protette.

Una questione molto discussa è la necessità di dotare il sistema d'isolamento di capacità ricentranti. Mancando quest'ultime, la risposta del sistema mostrerebbe una deriva in una certa direzione ed un elevato spostamento residuo al termine dell'evento sismico. Questo fenomeno può risultare particolarmente accentuato in presenza di terremoti di elevata intensità in vicinanza della sorgente sismica (“Near

Fault”). Il problema si pone innanzitutto rispetto alle condizioni di utilizzabilità della struttura dopo l’evento (eccessivi spostamenti residui potrebbero non essere compatibili con le condizioni di utilizzazione) e quindi rispetto alle condizioni di sicurezza nei confronti di scosse successive (*“aftershocks”*), che potrebbero far assumere al fenomeno dimensioni eccessive. Per questo motivo molte normative accettano l’utilizzo di sistemi di isolamento privi di capacità ricentrante, a patto di far riferimento ad uno spostamento superiore, addirittura pari a tre volte lo spostamento massimo di progetto del sistema di isolamento, per la verifica dei giunti, impianti, etc. In generale il problema del riposizionamento della struttura nella sua configurazione originaria non presenta particolari difficoltà di soluzione se già nel progetto è possibile prevedere elementi di contrasto da cui spingere la struttura mediante martinetti disposti orizzontalmente, avendo disconnesso eventuali dispositivi ausiliari dissipativi, così da limitare la forza necessaria allo spostamento alla sola reazione di attrito negli isolatori a scorrimento.

CAPITOLO 9
PROGETTAZIONE DEL SISTEMA
DI ISOLAMENTO SISMICO

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

9.1. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

L'adozione del sistema di isolamento sismico per rendere la struttura sismicamente adeguata a sostenere l'azione del terremoto di progetto, nasce dall'esigenza di abbattere drasticamente l'accelerazione agente sulla struttura. E' stato calcolato nel capitolo 7, che la struttura è in grado di sostenere un'accelerazione alla base pari a 0.95 m/s^2 , derivante dalla relazione:

$$a = \frac{V \cdot q}{m} = \frac{9890000 \text{ N} \cdot 1,5}{15613000 \text{ kg}} = 0,95 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

mentre la domanda è pari a $4.8 - 5.2 \text{ m/s}^2$. E' necessario quindi spostare la risposta della struttura su periodi più alti dello spettro, cui corrispondono accelerazioni minori (fig. 9.1).

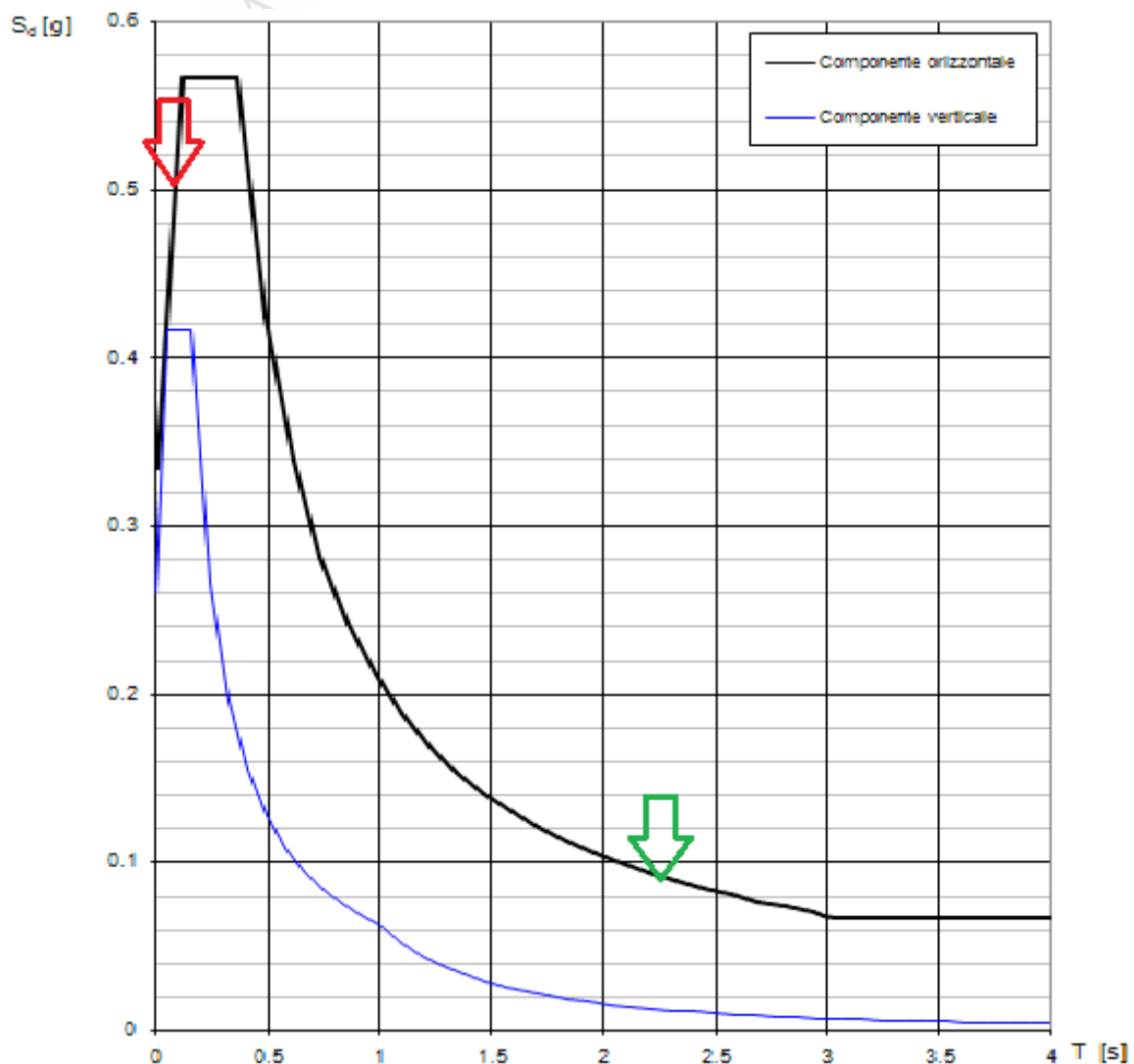


Fig. 9.1. Spettro elastico di risposta in accelerazione per il suolo in esame allo SLC.

Vengono ora definite le caratteristiche del sistema di isolamento, ossia della sua rigidezza e della sua capacità dissipativa, da cui dipendono i periodi propri e lo smorzamento del sistema strutturale e, conseguentemente, le grandezze fondamentali della sua risposta: forze sismiche, sintetizzate nella loro risultante ovvero nel taglio alla base, e spostamenti del sistema di isolamento. Si definiscono, quindi, i valori del periodo e dello smorzamento del sistema che determinano un soddisfacente abbattimento degli effetti sismici sulla sovrastruttura; successivamente vengono definite le caratteristiche di rigidezza del sistema di isolamento nel suo insieme e quelle dei singoli isolatori. La progettazione definitiva dei singoli isolatori verrà effettuata contestualmente alle loro verifiche allo SLC.

9.1.1. SCELTA DEL PERIODO E DELLO SMORZAMENTO

Con riferimento a *fig. 9.1.* si determina il periodo minimo di isolamento della struttura isolata, avendo fissato precedentemente lo smorzamento ξ_{esi} pari al 15%. Fissando in 0.95 m/s^2 la massima accelerazione applicabile, il periodo di isolamento minimo T_{ismin} che si ricava è pari a 2.3 sec. I parametri di predimensionamento del sistema di isolamento sono quindi:

$$T_{ismin} = 2.3 \text{ sec}$$

$$\xi_{esi} = 15\%$$

9.1.2. CARATTERISTICHE GLOBALI DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Fissato il periodo della struttura isolata, si determina la rigidezza equivalente del sistema di isolamento K_{esi} , nell'ipotesi che la sovrastruttura sia assimilabile ad un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento (§ C7.10.5.3.1. C.M. 2/2/2009 n.617), mediante la seguente equazione:

$$K_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 \cdot M$$

dove $M = M_{tot} + M_{base}$ è la massa della sovrastruttura, valutata tenendo conto della presenza del solaio di base, realizzato immediatamente al di sopra del sistema di isolamento.

La rigidezza del sistema deve essere ripartita tra i diversi dispositivi, situati sotto ciascun pannello murario, in modo da ridurre al minimo l'eccentricità tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione del baricentro delle masse dell'edificio sul piano degli isolatori. Ai fini dell'applicabilità dell'analisi statica lineare, tale eccentricità deve risultare inferiore al 3% della lunghezza massima dell'edificio nella direzione dell'eccentricità considerata (§ 7.10.5.3.1. delle

NTC 2008). E' opportuno, attraverso un'attenta progettazione, rispettare comunque questo limite o, meglio, azzerare l'eccentricità, per ottenere un migliore comportamento del sistema strutturale e un minore impiego di isolatori disposti lungo il perimetro.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_i K_{e,i} = K_{esi} \\ \text{eccentricità massa - rigidezza} = d(G, K) < 3\% \text{ dimensione parallela} \end{array} \right.$$

Per la determinazione della massa totale della sovrastruttura si fa riferimento ai dati di output della modellazione con il software *3Muri*, mentre la massa del solaio di base è stata calcolata ipotizzando che abbia dimensioni in sezione 0,80 m x 1 m e che abbia sviluppo lineare pari a 155 m.

$$M_{tot} = 1561 \text{ t}$$

$$M_{base} = 0.8 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 155 \text{ m} \cdot 2.1 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} = 260.4 \text{ t}$$

$$M = M_{tot} + M_{base} = 1821.4 \text{ t}$$

Si può quindi calcolare la rigidezza equivalente del sistema di isolamento K_{esi} :

$$K_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 \cdot M = \left(\frac{2\pi}{2.3} \right)^2 \cdot 1821.4 \text{ t} = 13594.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

9.1.3. DIMENSIONAMENTO DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI

Si decide di adottare per la struttura in esame 36 appoggi che collegano la sovrastruttura alla sottostruttura solidale con il terreno. Tale decisione nasce dalla necessità di distribuire uniformemente gli appoggi al di sotto della struttura e di far sì che i carichi verticali agenti sul singolo isolatore e la rigidezza orizzontale che compete ad ognuno di essi siano compatibili con gli standard esistenti sulle mercato.

Un primo predimensionamento degli isolatori porterebbe ad utilizzare 36 isolatori identici la cui rigidezza orizzontale sarebbe pari a:

$$K_{e,i} = \frac{K_{esi}}{36} = \frac{13594.25 \text{ kN/m}}{36} = 377.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

con conseguente utilizzo di una certa combinazione di due tipi di isolatori (il precedente ed il successivo in termini di rigidezza orizzontale tra quelli esistenti in commercio). Isolatori aventi tale rigidezza orizzontale, presentano carico massimo

verticale in condizioni sismiche V , pari a circa 290 kN, valore di molto inferiore a quanto richiesto per la struttura in esame.

Si procede quindi utilizzando un numero inferiore di *isolatori elastomerici* in modo da distribuire la rigidezza del sistema di isolamento K_{esi} su un numero minore di dispositivi. Aumenta così la rigidezza $K_{e,i}$ dei singoli isolatori in gomma, e quindi diametro e spessore, fino ad ottenere valori accettabili delle deformazioni nella gomma ed il rispetto della verifica all'instabilità (che vedremo più avanti). A tale scopo si possono sostituire una parte degli isolatori elastomerici con *isolatori a scorrimento* con basso attrito, aventi il solo compito di sostenere i carichi verticali.

E' necessario a questo punto definire lo spostamento di riferimento del centro di rigidezza d_{dc} , calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, secondo la seguente espressione (§ C7.10.5.3.1. C.M. 2/2/2009 n.617), in corrispondenza dell'azione allo SLC prevista al §7.10.6.2.2. delle NTC 2008, e assumendo uno smorzamento tipico del 15%:

$$d_{dc} = \frac{S_e(T_{is}; \xi_{esi})}{\omega^2} = \frac{S_e(2.3; 15\%)}{2.73^2} = 0.205 \text{ m}$$

Questo spostamento rappresenta una stima per difetto dello spostamento massimo del singolo isolatore, a causa degli effetti torsionali accidentali d'insieme, che possono determinare incrementi dell'ordine del 20 - 30%. Si decide perciò, di utilizzare isolatori aventi spostamento massimo pari a 25 cm.

Si è scelto di adoperare isolatori elastomerici standard prodotti dalla *FIP industriale S.p.a.* (fig. 9.2.), la quale offre una varietà di dispositivi catalogati in base ad una serie di caratteristiche geometriche e meccaniche degli stessi:

- carico verticale massimo sopportabile in caso di sisma;
- spostamento massimo sopportabile in caso di sisma;
- rigidezza orizzontale;
- dimensioni dell'isolatore quali diametro, spessore totale della gomma, altezza totale del dispositivo comprese le piastre di ancoraggio e dimensione delle piastre;
- modulo dinamico di elasticità a taglio G_{din} ;
- coefficiente di smorzamento viscoso ξ .

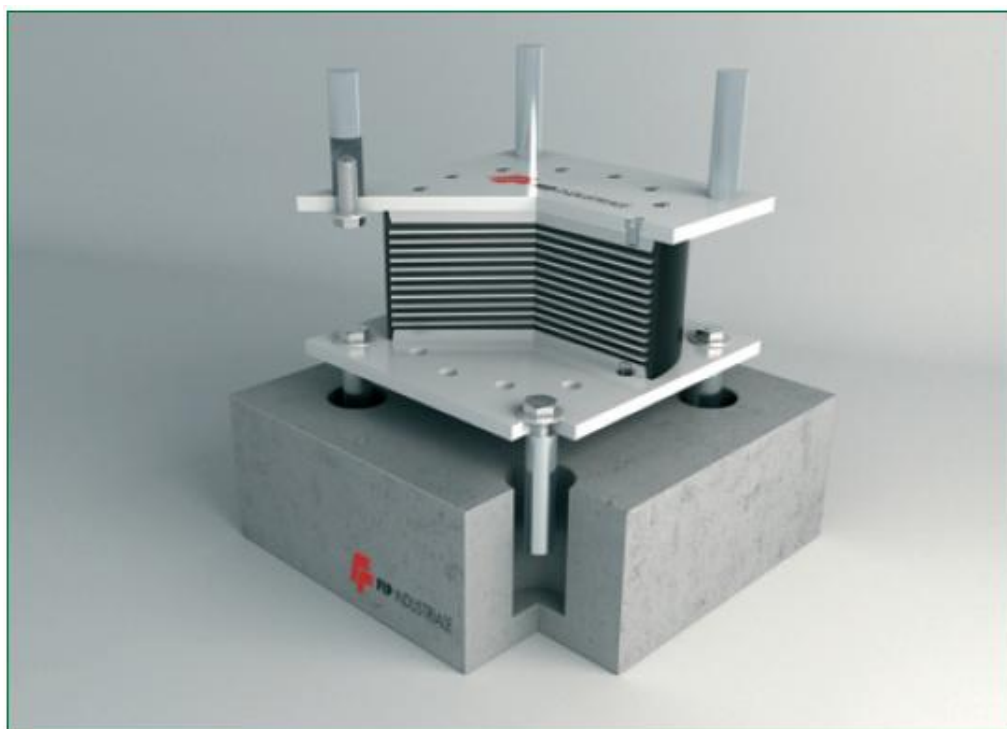


Fig. 9.2. Isolatore elastomerico della serie SI prodotto dalla FIP industriale S.p.a.

Gli isolatori si dividono in tre categorie in base al tipo di mescola elastomerica utilizzata, come riportato in *tabella 9.1*.

PROPRIETA'	MESCOLA		
	MORBIDA (SOFT - S)	NORMALE (NORMAL - N)	DURA (HARD - H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale G_{din} a $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ a $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

Tab. 9.1. Caratteristiche fisico-meccaniche degli isolatori.

Allo scopo di mantenere un valore delle rigidezze degli isolatori prossimo a quello stimato si è scelto di adottare due tipologie di isolatori della serie SI, in grado di offrire un valore della rigidezza totale del sistema di isolamento prossimo a quello precedentemente determinato e spostamenti dell'ordine di 250 mm.

Nello specifico, si scelgono isolatori elastomerici a mescola morbida (serie SI-S) con $G_{din} = 0,4 \text{ MPa}$ e smorzamento viscoso $\xi = 15\%$, del tipo di quelli evidenziati

in rosso in *tabella 9.2.* offerta dalla *FIP industriale*. Nel successivo paragrafo verrà spiegata la ragione di tale scelta.



Spostamento 250 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/128	15	750	0.22	237	300	128	230	280	350	110
SI-S 350/125	100	1200	0.31	311	350	125	213	263	400	138
SI-S 400/125	290	2120	0.40	498	400	125	213	263	450	179
SI-S 450/126	530	2890	0.51	587	450	126	226	276	500	239
SI-S 500/126	1010	4500	0.62	841	500	126	226	276	550	294
SI-S 550/126	1410	5740	0.75	957	550	126	217	267	600	338
SI-S 600/128	1820	7100	0.88	1067	600	128	213	263	650	389
SI-S 650/126	2230	8940	1.05	1220	650	126	205	255	700	440
SI-S 700/130	2740	10600	1.18	1325	700	130	216	276	750	575
SI-S 800/130	4570	14990	1.55	2086	800	130	216	276	850	747
SI-S 900/132	5940	21220	1.93	2417	900	132	222	282	950	963
SI-S 1000/140	7670	22590	2.24	2658	1000	140	236	316	1050	1402
SI-S 1100/140	10720	27460	2.72	3662	1100	140	236	316	1150	1691
SI-S 1200/144	12850	28700	3.14	4013	1200	144	236	316	1250	1979

Tab. 9.2. Caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori elastomerici.

Legenda	
V	Carico verticale agente sull'isolatore in presenza di sisma
F _{zd}	Carico verticale massimo allo SLU in esercizio
K _e	Rigidezza orizzontale equivalente
K _v	Rigidezza verticale
D _g	Diametro elastomero
t _e	Spessore totale gomma
h	Altezza escluse piastre di ancoraggio
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
Z	Lato piastre di ancoraggio
W	Peso isolatore escluse zanche

Tab. 9.3. Legenda delle caratteristiche degli isolatori elastomerici.

9.1.4. DISTRIBUZIONE DELLE RIGIDEZZE DEGLI ISOLATORI

Gli isolatori devono possedere caratteristiche di rigidezza orizzontale ed essere disposti in modo da soddisfare le seguenti equazioni:

$$\begin{cases} \sum_i K_{e,i} = K_{esi} \\ \text{eccentricità massa - rigidezza} = d(G, K) < 3\% \text{ dimensione parallela} \end{cases}$$

Nel caso in esame si opera in modo che la distanza tra la proiezione del baricentro delle masse della sovrastruttura sul piano dell'isolamento e la proiezione della rigidezza del sistema di isolamento, sia contenuta nei seguenti limiti:

$$d(G, K) < 3\% \text{ dimensione parallela } \begin{cases} X : 3\% \text{ di } 16.50 \text{ m} = 0.50 \text{ m} \\ Y : 3\% \text{ di } 18.05 \text{ m} = 0.54 \text{ m} \end{cases}$$

In *tabella 9.4.* è riportata la posizione della proiezione del baricentro delle masse della sovrastruttura sul piano di isolamento, calcolato come:

$$\begin{cases} x_G = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \\ y_G = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

Piano	xG [m]	yG [m]	m [t]
base	-0,02	-0,54	745,90
I piano	0,03	-0,17	432,00
II piano	0,20	0,50	332,50
III piano	-0,07	0,69	167,10
copertura	0,61	0,11	121,10
baricentro delle masse	0,07	-0,10	1798,60

Tab. 9.4. Posizione del baricentro delle masse della sovrastruttura.

A questo punto, dopo aver stabilito la posizione in pianta dei 36 appoggi, si deve determinare dove collocare gli isolatori elastomerici e dove gli isolatori a scorrimento, con l'obiettivo che la posizione del centro di rigidezza del sistema di isolamento non differisca da quella del baricentro delle masse della sovrastruttura di più dei limiti determinati nella precedente tabella. In *tabella 9.5.* viene riportata la posizione in pianta degli appoggi e nelle posizioni in cui si inseriscono gli isolatori elastomerici, anche la loro rigidezza orizzontale, mentre in *fig. 9.3.* è riportata la planimetria delle fondazioni in cui sono indicati con colori diversi le due tipologie di isolatori.

Pilastro	xi [m]	yi [m]	Ke,i [kN/m]
1	-6,60	8,72	750,0
2	-3,90	8,72	
3	4,65	8,72	
4	6,85	8,72	750,0
5	3,55	5,76	
6	-7,95	5,24	880,0
7	-2,55	5,24	
8	-0,37	4,93	880,0
9	7,95	5,17	880,0
10	-7,10	4,08	
11	-3,65	2,90	750,0
12	0,97	3,33	
13	3,55	3,33	750,0
14	7,95	2,90	
15	-7,95	0,90	
16	-2,72	0,63	880,0
17	1,27	0,63	880,0
18	7,07	-0,57	
19	3,55	-1,50	
20	-3,65	-2,05	
21	0,97	-2,05	750,0
22	-7,95	-2,72	880,0
23	7,95	-2,65	880,0
24	-7,10	-4,72	
25	-2,72	-4,72	750,0
26	1,61	-4,72	750,0
27	4,20	-5,32	
28	-7,95	-6,72	
29	-3,65	-6,72	
30	0,97	-6,72	
31	7,95	-7,02	
32	-7,30	-8,72	750,0
33	-3,65	-8,72	
34	-0,10	-8,72	880,0
35	3,55	-8,72	
36	7,30	-8,72	750,0
centro di rigidità del sistema di isolamento	-0,12	-0,13	13790,0

Tab. 9.5. Coordinate e rigidezze orizzontali degli isolatori.

La posizione del baricentro delle rigidezze, in particolare, è calcolata attraverso la seguente relazione:

$$\begin{cases} x_K = \frac{\sum K_{e,i} \cdot x_j}{\sum K_{e,i}} \\ y_K = \frac{\sum K_{e,i} \cdot y_j}{\sum K_{e,i}} \end{cases}$$

Le eccentricità lungo X e Y valgono pertanto:

$$d(x_K; x_G) = |0,07 - (-0,12)| = 0,19 \text{ m} < 0,50 \text{ m}$$

$$d(y_K; y_G) = |-0,10 - (-0,13)| = 0,03 \text{ m} < 0,54 \text{ m}$$

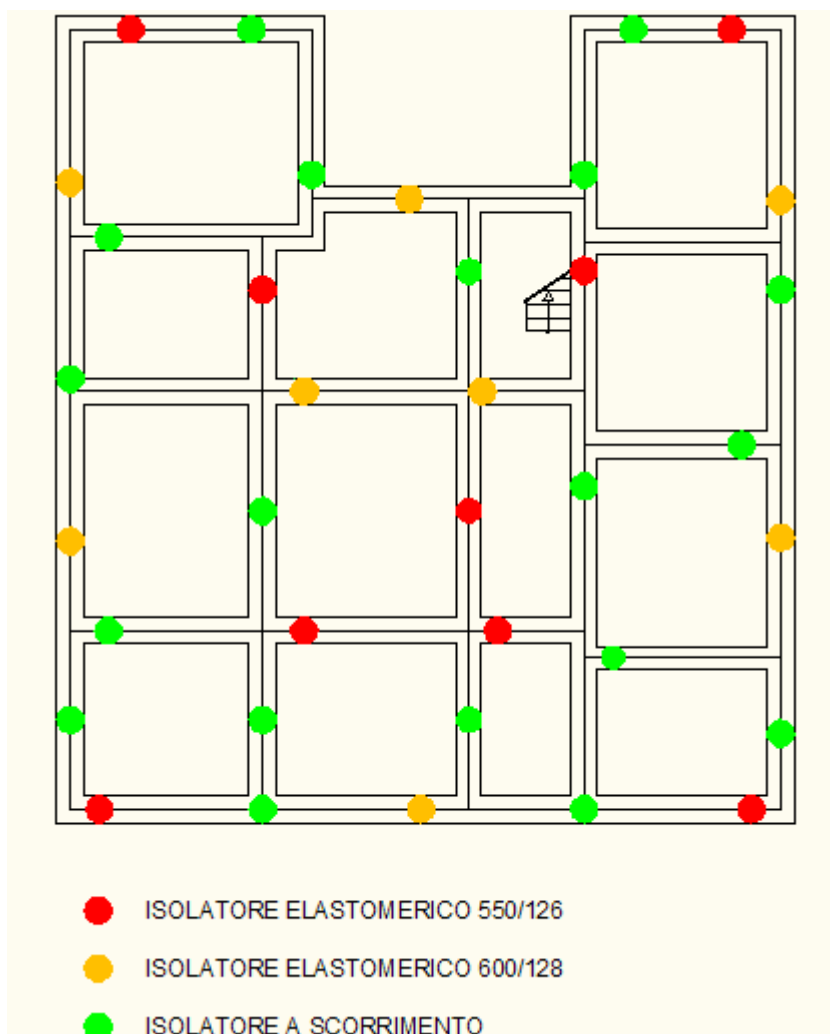


Fig. 9.3. Posizione in pianta delle due tipologie di isolatori elastomerici.

Come si può notare in *tabella 9.5.*, avendo scelto 9 isolatori SI-S 550/126 e 8 isolatori SI-S 600/128 si ottiene un valore di rigidezza totale del sistema di isolamento pari a 13790 kN/m la quale differisce di soli 195 kN/m (circa l'1%) dalla rigidezza calcolata precedentemente che è pari a 13594.25 kN/m.

In *fig. 9.4.* sono riportati i diagrammi relativi alle caratteristiche degli isolatori elastomerici utilizzati.

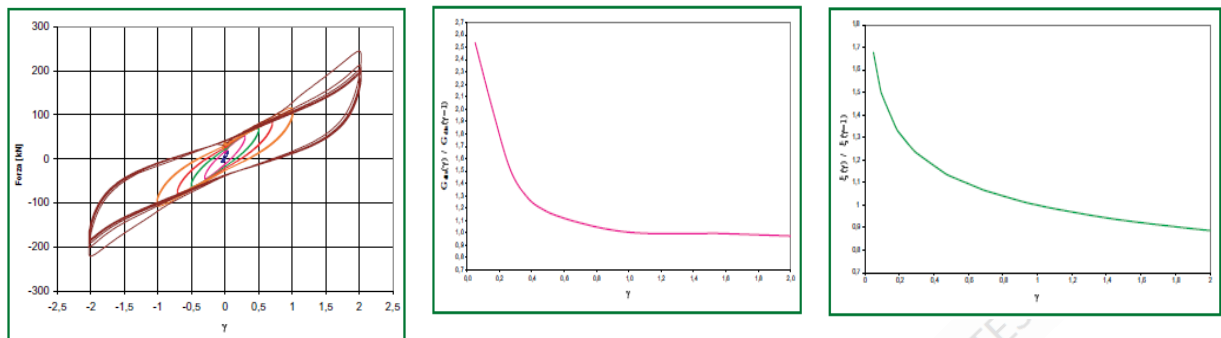


Fig. 9.4. (a) Diagramma isteretico di un isolatore elastomerico ottenuto in prove dinamiche ad ampiezza crescente (a), (b) variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio (G_{din}) in funzione della deformazione a taglio γ (b), (c) variazione media del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ζ in funzione della deformazione a taglio γ

9.1.5. DIMENSIONAMENTO DEGLI ISOLATORI A SCORRIMENTO

Per quanto riguarda gli isolatori a scorrimento, si utilizzano isolatori in acciaio-PTFE $\mu = 1\%$ prodotti anche essi dalla *FIP industriale S.p.a.* della Serie *Vasoflon VM Multidirezionali* (fig. 9.5.).

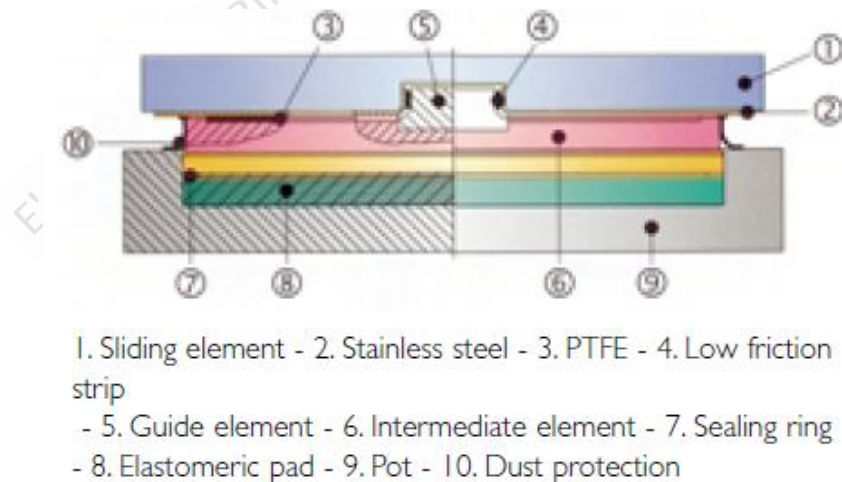



Fig. 9.3. Isolatore a scorrimento della serie *Vasoflon VM Multidirezionali* prodotto dalla *FIP industriale S.p.a.*

Si procede al dimensionamento degli isolatori a scorrimento in base alla massima tensione di contatto ammessa per il PTFE pari a 20000 kN/m^2 . In base a ciò e alla massima forza verticale agente, si procede al dimensionamento del diametro interno D_i dell'isolatore. Come vedremo nel successivo capitolo, la massima forza verticale V agente, è pari a circa 1200 kN e quindi è necessario un diametro interno pari a:

$$A = \frac{V}{\sigma_{max,PTFE}} = \frac{1200 \text{ kN}}{20000 \text{ kN/m}^2} = 0.06 \text{ m}^2$$

$$D_i = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 0.276 \text{ m}$$

Sulla base di questo parametro, si decide di utilizzare un isolatore a scorrimento multidirezionale VM 125/50/20 la cui scheda tecnica è riportata in *tabella 9.6.* ed il modello utilizzato è riquadrato in rosso.



* Please refer to the drawings in the section fixing systems

BEARING TYPE	NOMINAL VERTICAL LOAD (kN)	A (MM)	I x L* (MM)	C (MM)	D (MM)	E* (MM)	F* (MM)	H (MM)	WEIGHT (KG)	BOLT TYPE
VM 25/50/20	250	180	170	180	220	140	180	83	15	1
VM 50/50/20	500	210	190	210	240	170	200	83	20	1
VM 75/50/20	750	240	210	240	270	200	230	87	30	1
VM 100/50/20	1000	270	240	270	290	230	250	87	35	1
VM 125/50/20	1250	300	260	300	310	260	270	92	45	1
VM 150/50/20	1500	310	280	310	330	250	270	97	50	2
VM 175/50/20	1750	340	300	340	340	280	280	102	65	2
VM 200/50/20	2000	360	310	360	360	300	300	102	70	2
VM 225/50/20	2250	380	330	380	380	320	320	107	80	2
VM 250/50/20	2500	400	350	400	410	340	350	106	90	2
VM 275/50/20	2750	420	360	420	410	360	350	117	110	2
VM 300/50/20	3000	440	370	440	430	380	370	118	120	2
VM 325/50/20	3250	460	380	460	440	400	380	119	130	2

Tab. 9.6. Caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori a scorrimento.

Per quanto riguarda gli altri parametri, verranno determinati nel prossimo capitolo in sede di verifica.

9.2. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA ISOLATA ALLA BASE

La struttura isolata alla base viene modellata attraverso l'uso del software *Sap 2000*. In particolare, si utilizza il modello strutturale descritto nel capitolo 5.

9.2.1. MODELLAZIONE DEL TERRENO

La struttura non si considera più incastrata alla base, si modella infatti il terreno come un letto di molle elastiche (*terreno alla Winkler*), la cui costante di sottofondo, ottenuta dalla relazione geologica è pari a:

$$k = 3 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^3$$

9.2.2. MODELLAZIONE DELLA SOTTOSTRUTTURA

Per poter utilizzare la tecnologia dell'isolamento sismico alla base, è necessario realizzare due strutture di fondazione in calcestruzzo armato, una collocata al di sopra del sistema di isolamento e l'altra collocata al di sotto di esso. Lo scopo della prima è quello di evitare cedimenti differenziali della struttura sovrastante anche in virtù del fatto che essa si trova a poggiare al di sopra di appoggi puntiformi (gli isolatori). La seconda invece va a sostituire la struttura di fondazione esistente, che non è in grado di garantire le prestazioni richieste. Le due fondazioni vengono realizzate come grigliato di travi aventi dimensioni in sezione di 1 m x 1 m. Per il calcolo e le verifiche si fa riferimento al capitolo 10, mentre per la realizzazione si fa riferimento a quanto descritto nel capitolo 11.

9.2.3. MODELLAZIONE DEGLI ISOLATORI

I singoli isolatori elastomerici sono modellati come link tra due nodi del tipo *Rubber Isolator* disposti in corrispondenza dei punti determinati precedentemente tra sottostruttura e sovrastruttura, definendone le caratteristiche fisiche e meccaniche (fig. 9.4. e 9.5.). Gli isolatori a scorrimento sono modellati allo stesso modo, ma poiché hanno la sola funzione di appoggio, la loro rigidezza orizzontale è posta pari a zero.

The image displays two overlapping software dialog boxes used for defining the properties of elastomeric isolators.

Link/Support Property Data Dialog:

- Link/Support Type:** Rubber Isolator
- Property Name:** SI-S 550/126
- Property Notes:** (empty)
- Total Mass and Weight:**
 - Mass: 0.338
 - Weight: 3.38
 - Rotational Inertia 1: 0
 - Rotational Inertia 2: 0
 - Rotational Inertia 3: 0
- Factors For Line, Area and Solid Springs:**
 - Property is Defined for This Length In a Line Spring
 - Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs
- Directional Properties:**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Link/Support Directional Properties Dialog:

- Identification:**
 - Property Name: SI-S 550/126
 - Direction: U2
 - Type: Rubber Isolator
 - NonLinear: No
- Properties Used For All Analysis Cases:**
 - Effective Stiffness: 750
 - Effective Damping: 15
- Shear Deformation Location:**
 - Distance from End-J: 0

Fig. 9.4. Definizione delle proprietà degli isolatori elastomerici.

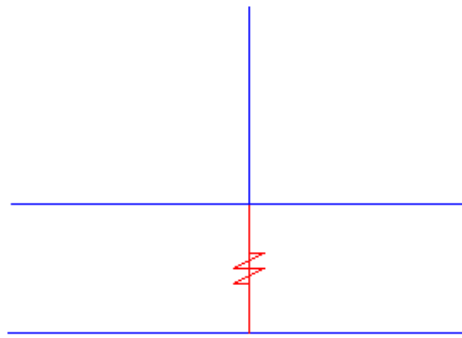
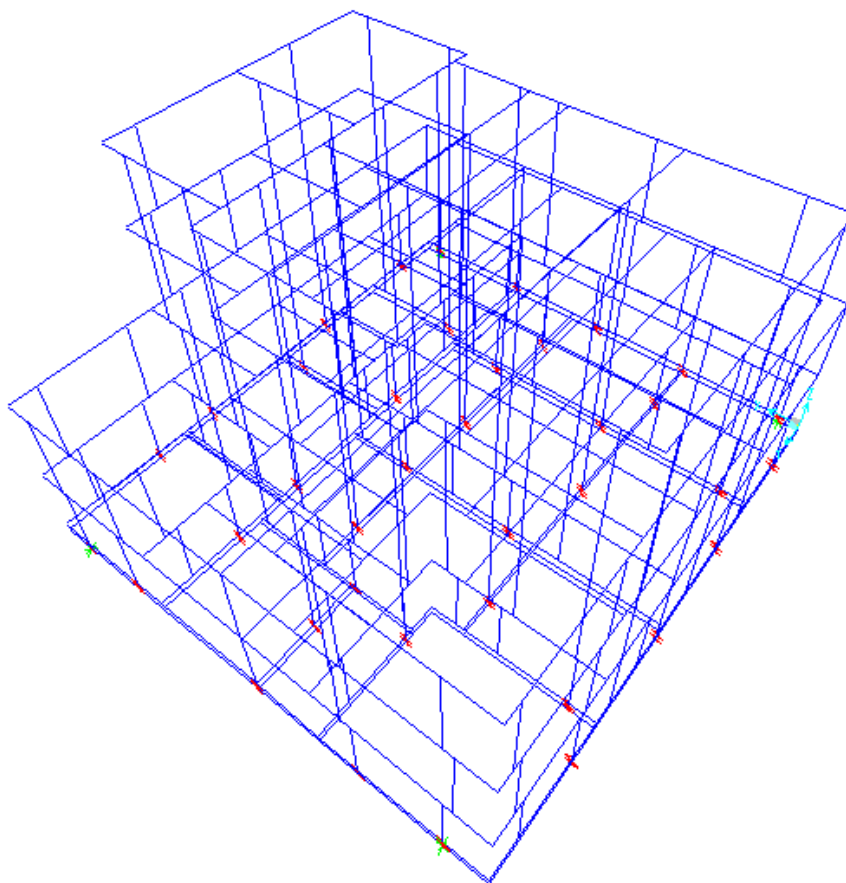


Fig. 9.5. Link a due nodi con cui sono definiti gli isolatori.

In *fig. 9.6.* è riportata la struttura isolata alla base nella vista normale, in cui tutti gli elementi sono visualizzati come monodimensionali e nella vista estrusa, in cui è possibile vedere la reale forma degli elementi strutturali.



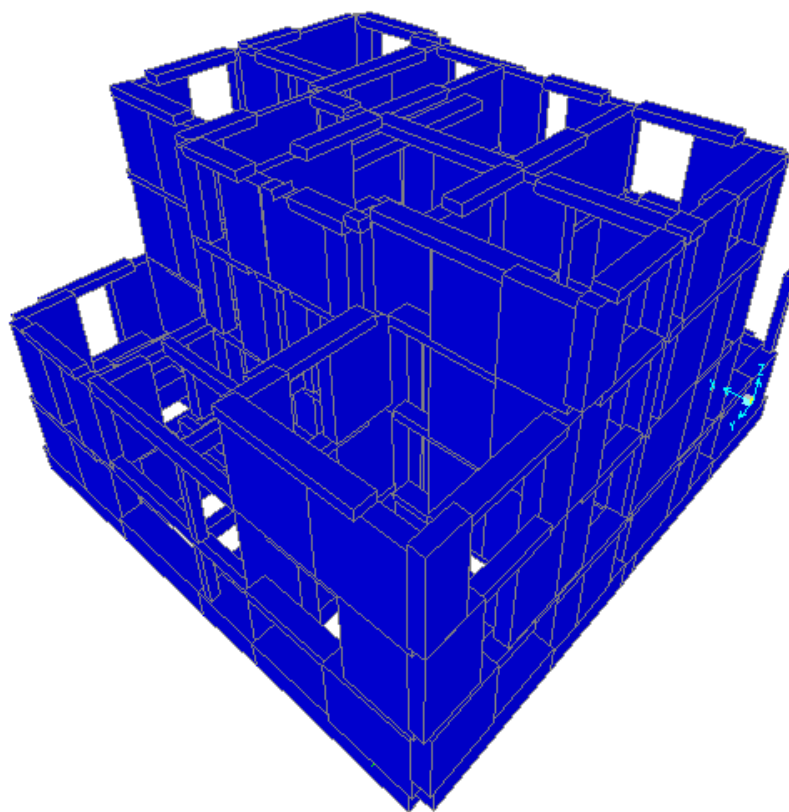


Fig. 9.6. Vista normale e vista estrusa del modello della struttura.

9.3. ANALISI DINAMICA MODALE

Anche per gli edifici isolati, così come per le strutture convenzionali, sono previsti due livelli di verifiche: agli Stati Limite di Esercizio e agli Stati Limite Ultimi (§ 7.10.6 delle NTC 2008). Le verifiche della sovrastruttura, del sistema di isolamento e della sottostruttura vengono effettuate con riferimento ai risultati dell'analisi dinamica lineare, ovvero modale con spettro di risposta, avendo modellato elasticamente il comportamento del sistema di isolamento e avendo assunto per il sistema complessivo (sottostruttura, sistema di isolamento e sovrastruttura) un comportamento elastico lineare.

Si precisa che l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

L'analisi modale con spettro di risposta viene effettuata considerando la totalità dei modi di vibrare del modello, pertanto le richieste del § 7.3.3.1, in cui vi sono i requisiti sulla massa partecipante, sono automaticamente soddisfatte. Per la

combinazione degli effetti relativi ai singoli modi il programma di calcolo utilizza una combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j .

L'analisi modale della struttura isolata fornisce i risultati riportati in *tab. 9.7.*, che mostra i periodi relativi ai primi sei modi di vibrare e le relative masse partecipanti. I primi due modi traslazionali, ai quali è associata la quasi totalità della massa partecipante, differiscono leggermente, poiché il calcolo tiene ovviamente conto della deformabilità della sovrastruttura, diversa nelle due direzioni principali. Risulta, inoltre, evidente un buon disaccoppiamento dei modi traslazionali e di quello rotazionale intorno a Z , grazie alla ridotta eccentricità massa-rigidezza al livello del sistema di isolamento, ottenuto mediante una attenta disposizione dei due tipi di isolatori.

MODO	Periodo [sec]	masse partecipanti individuali			masse partecipanti cumulate		
		M_x (%)	M_y (%)	J_z (%)	ΣM_x (%)	ΣM_y (%)	ΣJ_z (%)
1	2,99	93,66	0,00	0,76	93,66	0,00	0,76
2	2,93	0,00	95,12	0,32	93,66	95,12	1,08
3	2,62	1,72	0,00	95,00	95,38	95,12	96,08
4	0,26	0,00	0,00	0,00	95,38	95,12	96,08
5	0,23	0,00	0,00	0,00	95,38	95,12	96,08
6	0,19	2,93	0,00	0,90	98,31	95,12	96,98

Tab. 9.7. Modi di vibrare della struttura isolata.

Nell'analisi modale vengono considerati i primi sei modi, sebbene tre siano già sufficienti per ottenere una valutazione accurata delle grandezze di progetto. Le forme modali della struttura isolata sono riportate in *fig. 9.7 ÷ 9.11.*, secondo rappresentazioni che mostrano la deformazione dell'intera struttura.

Le deformate della struttura isolata evidenziano il movimento del corpo rigido nei primi tre modi di vibrare, mentre nei successivi tre gli spostamenti del sistema di isolamento e della struttura sono dello stesso ordine di grandezza ma di verso opposto.

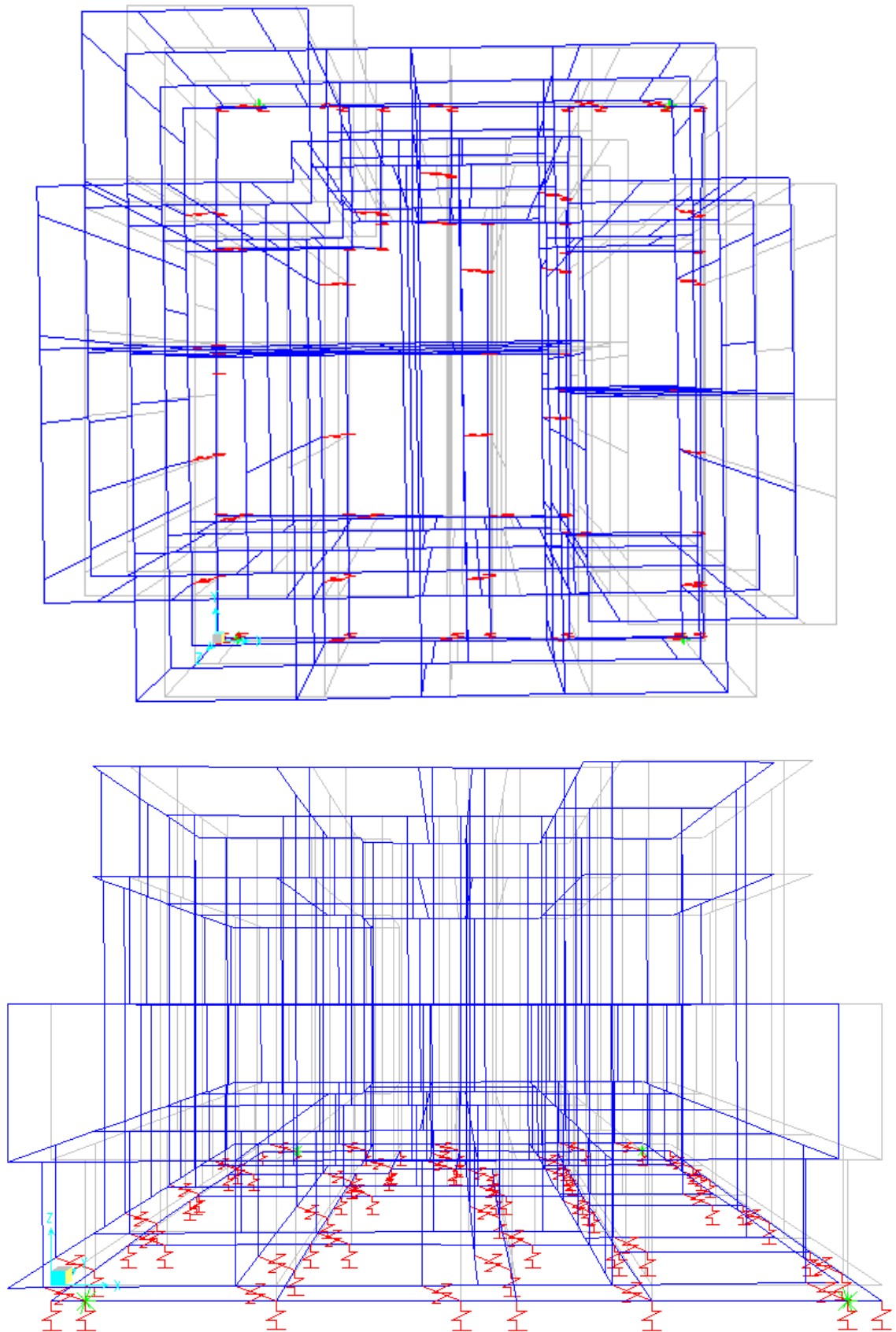


Fig. 9.7. Modo 1 - Traslazionale in direzione X - $T = 2,99$ sec

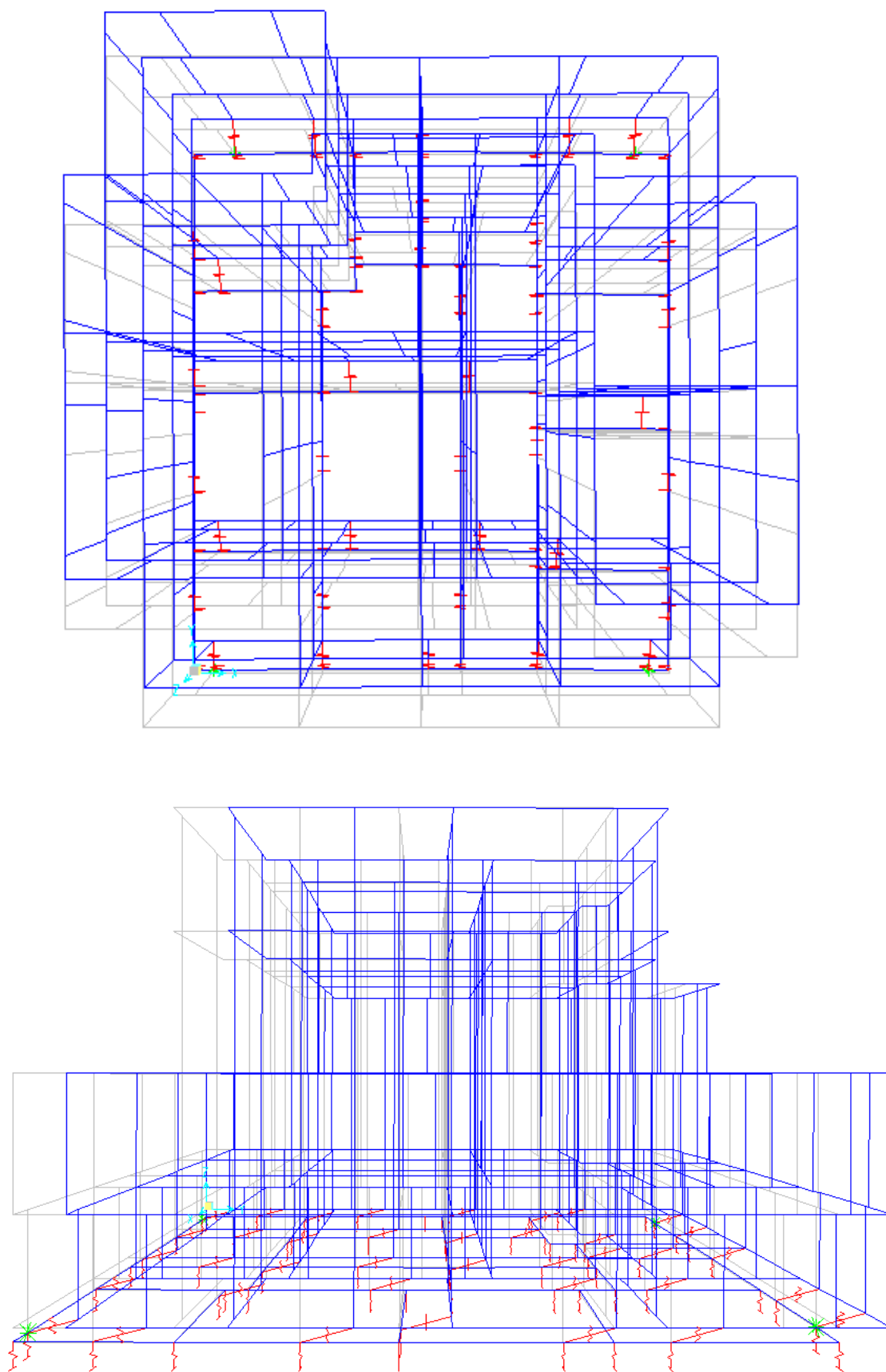


Fig. 9.8. Modo 2 - Traslazionale in direzione Y - $T = 2,93$ sec

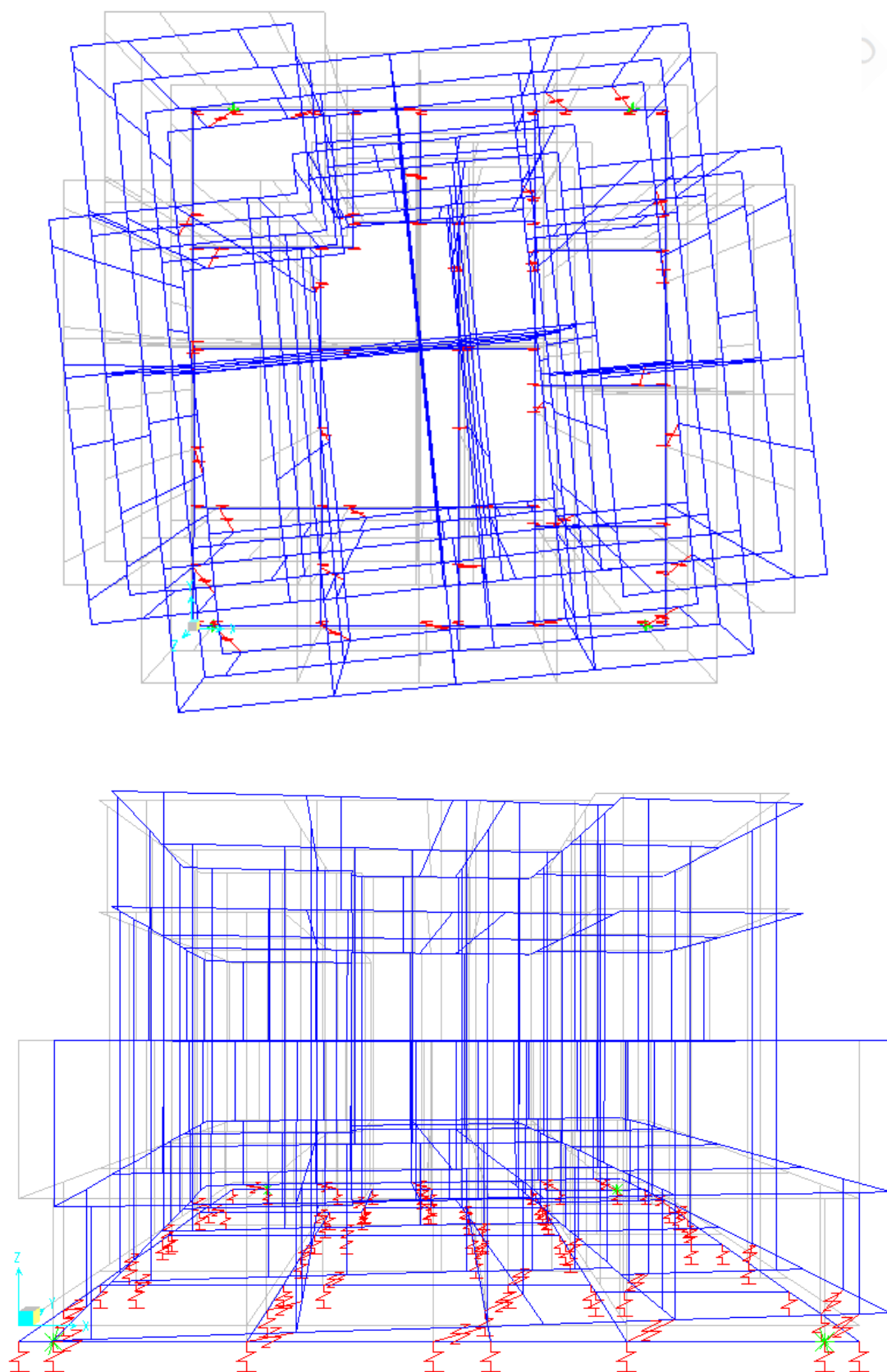


Fig. 9.9. Modo 3 - Rotazionale - $T = 2,62$ sec

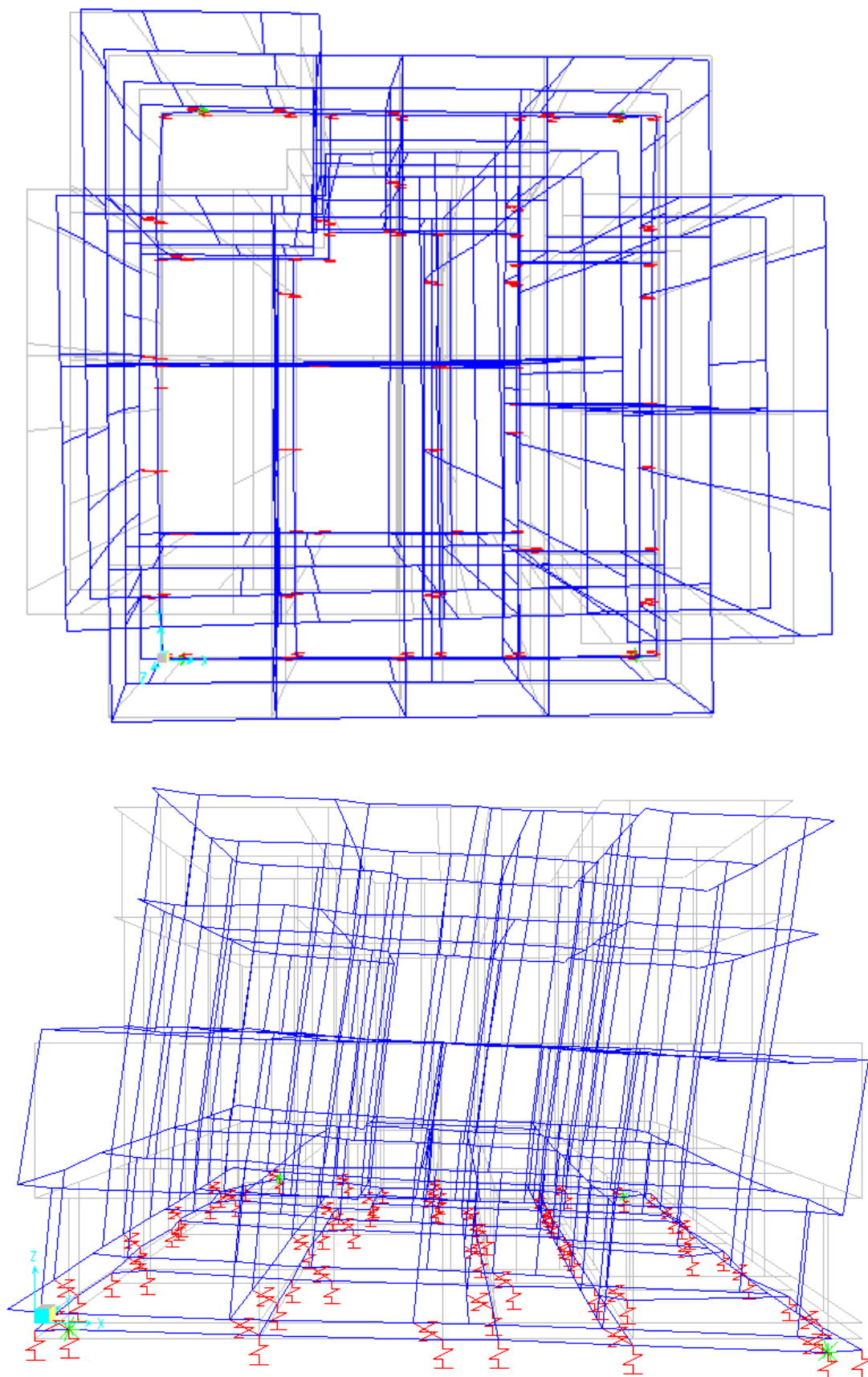


Fig. 9.10. Modo 4 - Traslazionale in direzione X - $T = 0,26$ sec

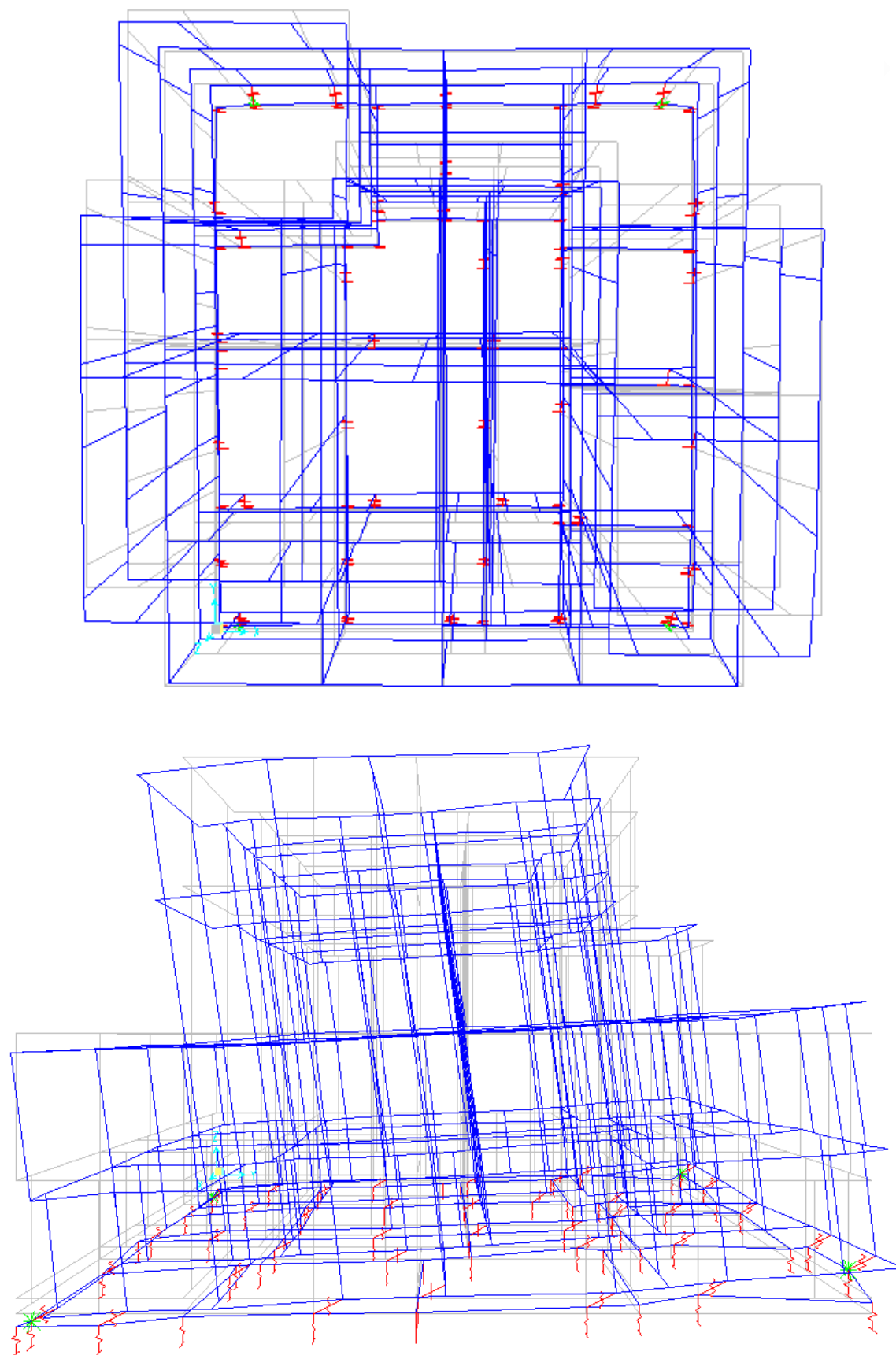


Fig. 9.11. Modo 5 - Traslazionale in direzione Y - $T = 0,19$ sec

CAPITOLO 10
VERIFICHE DEI DISPOSITIVI E
DELLA STRUTTURA

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

10.1. VERIFICHE

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'analisi dinamica lineare, in termini di sollecitazioni e deformazioni, si eseguono le verifiche allo Stato Limite di Danno e agli Stati Limite Ultimi degli elementi strutturali e degli isolatori.

Mediante l'analisi modale vengono, dunque, determinati gli effetti del sisma di riferimento derivanti dall'applicazione dello spettro di riferimento, definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC 2008, per lo Stato Limite considerato. Per tener conto dello smorzamento del sistema di isolamento, lo spettro elastico di riferimento viene ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 \cdot T_{is}$, mediante il fattore riduttivo η , calcolato per $\xi = \xi_{esi} = 15\%$ (§ 7.10.5.3.2 della Normativa), così come mostrato in *fig. 10.1*.

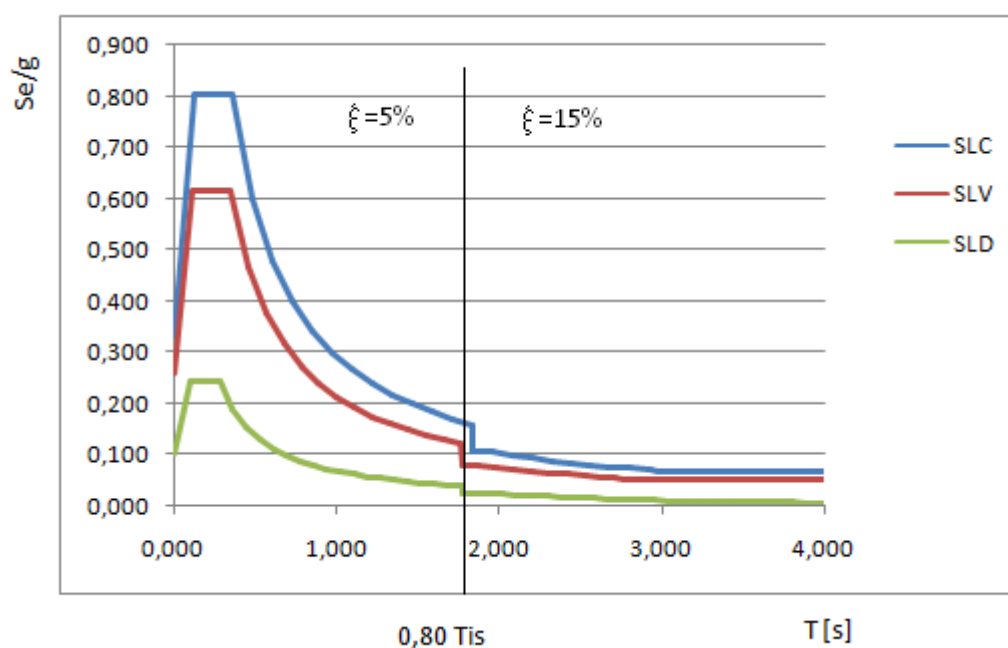


Fig. 10.1 Spettri di progetto utilizzati per la verifica della struttura e dei dispositivi agli SLU e allo SLD.

Gli spostamenti degli isolatori saranno valutati con riferimento allo spettro allo SLC (§ 7.10.6.2.2 delle NTC 2008). Ai fini del calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi della sovrastruttura per la verifica allo SLV, si considerano gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore $q = 1,5$ combinati con le altre azioni (§ 7.10.6.2.1 delle NTC 2008). Per la sottostruttura, ai fini della verifica allo SLV si assume, invece, un fattore $q = 1,0$. Ai fini delle verifiche allo SLD, si assume che lo smorzamento allo SLD sia uguale a quello allo SLV.

Gli effetti torsionali accidentali sulla sovrastruttura vengono portati in conto tramite coppie torcenti applicate staticamente al baricentro di ogni piano ($M_{z,i,X}$ e

$M_{z,i,Y}$), ottenute considerando uno spostamento del centro di massa, in ogni direzione, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano, in direzione perpendicolare all'azione sismica considerata (§ 7.2.6 delle NTC 2008). Tali coppie si ottengono dal seguente prodotto:

$$M_{z,i,X} = (m_i \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})) \cdot e_{i,Y}$$

$$M_{z,i,Y} = (m_i \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})) \cdot e_{i,X}$$

dove:

- m_i massa del piano i , considerando i coefficienti riportati in *tabella 4.6.*;
- $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ accelerazione spettrale, da leggere in corrispondenza della coppia (T_{is}, ξ_{esi}) nello spettro relativo allo stato limite considerato (SLD/SLV/SLC);
- $e_{i,X/Y}$ eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione massima dell'edificio in direzione perpendicolare all'azione sismica considerata;

Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate nel § 7.3.3.1 delle NTC 2008. La componente verticale non viene presa in conto in quanto il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} non risulta inferiore a 800 e, inoltre, non si ricade nei casi specificati dalle NTC 2008 in § 7.2.1 per i quali occorre tener conto della componente verticale.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono, dunque, combinati applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. E_x ed E_y esprimono l'applicazione dello spettro di progetto, rispettivamente, in direzione X e in direzione Y.

Per ogni direzione, si considera il sisma agente in entrambi i versi. Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni (vedi *tabella 10.1.*), in quanto vi sono 8 coppie di azioni ortogonali (in particolare + e - azione massima nella direzione X combinata con + e - il 30% dell'azione massima nella direzione Y; inoltre + e - azione massima nella direzione Y combinata con + e - il 30% dell'azione massima nella direzione X, per un totale di 8 casi) da moltiplicare per le 4 possibili posizioni del centro delle masse.

PREVALENTE AZIONE X		PREVALENTE AZIONE Y	
E1	$+E_{x1} + 0,3E_{y1}$	E17	$+E_{y1} + 0,3E_{x1}$
E2	$+E_{x1} - 0,3E_{y1}$	E18	$+E_{y1} - 0,3E_{x1}$
E3	$-E_{x1} + 0,3E_{y1}$	E19	$-E_{y1} + 0,3E_{x1}$
E4	$-E_{x1} - 0,3E_{y1}$	E20	$-E_{y1} - 0,3E_{x1}$
E5	$+E_{x1} + 0,3E_{y2}$	E21	$+E_{y1} + 0,3E_{x2}$
E6	$+E_{x1} - 0,3E_{y2}$	E22	$+E_{y1} - 0,3E_{x2}$
E7	$-E_{x1} + 0,3E_{y2}$	E23	$-E_{y1} + 0,3E_{x2}$
E8	$-E_{x1} - 0,3E_{y2}$	E24	$-E_{y1} - 0,3E_{x2}$
E9	$+E_{x2} + 0,3E_{y1}$	E25	$+E_{y2} + 0,3E_{x1}$
E10	$+E_{x2} - 0,3E_{y1}$	E26	$+E_{y2} - 0,3E_{x1}$
E11	$-E_{x2} + 0,3E_{y1}$	E27	$-E_{y2} + 0,3E_{x1}$
E12	$-E_{x2} - 0,3E_{y1}$	E28	$-E_{y2} - 0,3E_{x1}$
E13	$+E_{x2} + 0,3E_{y2}$	E29	$+E_{y2} + 0,3E_{x2}$
E14	$+E_{x2} - 0,3E_{y2}$	E30	$+E_{y2} - 0,3E_{x2}$
E15	$-E_{x2} + 0,3E_{y2}$	E31	$-E_{y2} + 0,3E_{x2}$
E16	$-E_{x2} - 0,3E_{y2}$	E32	$-E_{y2} - 0,3E_{x2}$

Tab. 10.1.. Combinazioni totali per l'azione sismica.

dove si è assunto: $E_{x1} = E_x + M_{tx}$, $E_{x2} = E_x - M_{tx}$, $E_{y1} = E_y + M_{ty}$, $E_{y2} = E_y - M_{ty}$.

Secondo quanto già precedentemente detto, le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (§ 2.5.3 delle NTC 2008) in base alla seguente espressione:

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove con E si è indicata l'azione sismica rappresentata da ciascuna delle 32 combinazioni precedentemente definite. Ciascuna combinazione sismica viene indicata con la sigla E_i per comodità di elaborazione dei dati al SAP2000 v.14.

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali indicati nel capitolo 4 della presente e dei coefficienti di combinazione illustrati in tabella 4.6.

Va considerata, inoltre, la combinazione che tiene conto dei soli carichi gravitazionali, definita combinazione fondamentale:

$$\gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_j \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

Essendo tre le tipologie di carico accidentale portate in conto (neve, folla), è necessario distinguere altrettante combinazioni fondamentali, assumendo una volta il carico folla principale, un'altra volta il carico neve principale. La prima combinazione fondamentale (*GRAV_1*), con carico folla principale, si esprime come:

$$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{k_{folla}} + 0,75 \cdot Q_{k_{neve}}$$

La seconda combinazione fondamentale (*GRAV_2*), con carico neve principale, si esprime come:

$$1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{k_{neve}} + 1,05 \cdot Q_{k_{folla}}$$

10.2. VERIFICHE DEI DISPOSITIVI

La verifica dei dispositivi richiede la precisa definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei singoli isolatori, con le quali si conseguono, da un lato, i valori di progetto dei parametri quali rigidezza e smorzamento, dall'altro, il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza.

I dispositivi adottati in fase di predimensionamento, sono isolatori elastomerici armati di forma circolare, ossia costituiti da strati di elastomero alternati a lamierini di acciaio ($f_{yk} = 255 \text{ N/mm}^2$) e con infiniti assi di simmetria ortogonali in pianta, le cui caratteristiche sono illustrate in *tabella 9.2.*, fornite da *FIP Industriale S.p.a.* I dispositivi di isolamento a scorrimento hanno invece coefficiente di attrito $\mu = 1\%$ e una pressione massima ammissibile di contatto del PTFE ($\sigma_{p, PTFE}$) pari a 20000 kN/m^2 , le cui caratteristiche sono illustrate in *tabella 9.6.*, fornite sempre da *FIP Industriale S.p.a.*

La verifica analitica degli isolatori elastomerici armati (vedi C11.9.7 della Normativa) è finalizzata a verificare la congruenza con i parametri di progetto (rigidezza a taglio orizzontale e verticale), ad esclusione dello smorzamento verificabile solo sperimentalmente, e le condizioni di sicurezza rispetto a:

- Tensione di trazione negli inserti di acciaio;
- Deformazione tangenziale massima nella gomma e deformazione di taglio totale;
- Instabilità sotto carico assiale massimo e in condizioni deformate a taglio (massimo spostamento).

Affidabilità superiore è richiesta al sistema di isolamento, formato dall'insieme dei dispositivi di isolamento, per il ruolo critico che esso svolge (§ 7.10.4.2 delle NTC 2008). Tale affidabilità si ritiene conseguita se alle verifiche analitiche saranno affiancate le verifiche sperimentali sui materiali e sui dispositivi, per questi ultimi

con prove di qualificazione e di accettazione, da svolgere conformemente a quanto previsto al § 11.9 della Normativa.

A tal proposito, avendo utilizzato prodotti “a catalogo” della FIP Industriale S.p.a., quest'ultima rilascia Attestato di Qualificazione dei dispositivi antisismici ai sensi delle NTC 2008.

10.2.1. STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

Per gli isolatori elastomerici, il livello di protezione richiesto allo SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le verifiche nei confronti dello SLV (§ 7.10.6.1 delle NTC 2008).

10.2.2. STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

Nel caso in esame, il livello di protezione richiesto allo SLV è da ritenersi conseguito in quanto il sistema di isolamento è verificato allo SLC (§ 7.10.6.2.1. delle NTC 2008).

10.2.3. STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)

I dispositivi di isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d_2 valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC (§ 7.10.6.2.2 delle NTC 2008). Per tener conto degli effetti torsionali accidentali si applica a ciascun piano della sovrastruttura e separatamente nelle due direzioni, le coppie torcenti $M_{z,i,X}$ e $M_{z,i,Y}$ intorno all'asse verticale descritte in precedenza, che, allo SLC, assumono i valori riportati in *tabella 10.2*.

Piano	Massa [t]	$M_{z,i,X}$ (SLC) [kNm]	$M_{z,i,Y}$ (SLC) [kNm]
base	745,90	638,97	587,56
I	432,00	370,07	340,29
II	332,50	284,83	261,92
III	288,20	246,89	227,02

Tab. 10.2. Valori delle masse e delle coppie che portano in conto gli effetti torsionali accidentali allo SLC per la sovrastruttura.

Considerando le 32 combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni si ricavano gli spostamenti dei dispositivi. Dall'involuppo degli spostamenti ottenuti dall'analisi nelle singole direzioni si ricava lo spostamento di progetto di un dispositivo d'isolamento $d_2 = d_E$, corrispondente allo SLC, e dato da:

$$d_{E,i} = \max \left\{ \left((d_{E-X\ x,i} + d_{rftx})^2 + (d_{E-X\ y,i} + d_{rfty})^2 \right)^{1/2}; \left((d_{E-Y\ x,i} + d_{rftx})^2 + (d_{E-Y\ y,i} + d_{rfty})^2 \right)^{1/2} \right\}$$

dove:

- $d_{E-X\ x,i}, d_{E-Y\ x,i}$ sono gli spostamenti dell' i -esimo isolatore in direzione X ottenuti dalle analisi considerando il sisma principale nelle direzioni X e Y rispettivamente;
- $d_{E-X\ y,i}, d_{E-Y\ y,i}$ sono gli spostamenti dell' i -esimo isolatore in direzione Y ottenuti dalle analisi considerando il sisma principale nelle direzioni X e Y rispettivamente;
- d_{rftx}, d_{rfty} sono gli spostamenti relativi tra le due facce (superiore ed inferiore degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti.

10.2.4. ISOLATORI ELASTOMERICI

Si affrontano ora le verifiche degli isolatori elastomerici, secondo quanto visto nel precedente paragrafo. I risultati ottenuti dall'analisi dinamica per il sisma in direzione X e Y, e quelli di progetto, sono riassunti in *tabella 10.3*. E' possibile notare che lo spostamento massimo calcolato nel capitolo 9 in fase di predimensionamento, risulta corretto: infatti per tutti i dispositivi esso risulta inferiore a 250 mm compatibilmente con gli isolatori adottati.

N°	SISM_X		SISM_Y		dE=d2 [mm]	dmax=1,2*d2 [mm]
	dE-X x [mm]	dE-X y [mm]	dE-Y x [mm]	dE-Y y [mm]		
1	199	71	56	190	207	248
4	199	71	56	193	207	248
6	181	73	51	189	202	243
8	180	53	51	179	187	225
9	181	74	51	192	206	247
11	175	60	50	180	189	227
13	176	58	50	181	190	229
16	170	58	50	179	188	226
17	170	53	50	178	186	223
21	165	53	48	178	186	223
22	166	73	49	189	202	243
23	165	73	48	192	206	247
25	166	57	48	179	188	226
26	166	54	48	179	187	225
32	167	72	48	190	203	243
34	167	52	48	178	185	222
36	167	72	48	193	206	247

Tab. 10.3. Spostamenti ottenuti dalle analisi e spostamenti di progetto per i dispositivi allo SLC.

Per tutti gli isolatori è sempre verificata la condizione $V \geq 0$, cioè assenza di trazione, come richiesto al § 7.10.6.2 delle NTC 2008. Inoltre, le verifiche allo SLC previste nella C.M. 2/2/2009 n.617 al § 11.9.7 risultano soddisfatte e riassunte in *tabella 10.4*.

N° isolatore	dE=d2 [mm]	φ	S1	S2	Vmin [kN]	Vmax [kN]	γ_a	γ_c	γ_s	γ_t	Vcr [kN]	Vcr/Vmax
1	207	2,37	22	4,2	81,48	623,32	0,20	0,84	1,64	2,68	4700	7,54
4	207	2,44	24	4,6	65,72	379,45	0,21	0,37	1,64	2,22	7055	18,59
6	202	2,39	24	4,5	88,96	616,40	0,26	0,74	1,58	2,58	5644	9,16
8	187	2,45	24	4,5	15,10	584,31	0,19	0,66	1,46	2,31	5986	10,24
9	206	2,44	24	4,5	84,19	587,46	0,21	0,56	1,61	2,38	7080	12,05
11	189	2,44	22	4,2	19,89	885,23	0,21	1,11	1,50	2,83	5035	5,69
13	190	2,43	22	4,2	22,56	1188,76	0,15	1,50	1,51	3,16	5014	4,22
16	188	2,50	24	4,5	12,58	1130,98	0,15	1,02	1,47	2,64	7518	6,65
17	186	2,51	24	4,5	7,74	1115,82	0,13	1,00	1,45	2,58	7575	6,79
21	186	2,51	24	4,6	24,39	1118,80	0,16	1,00	1,47	2,63	7585	6,78
22	202	2,45	24	4,5	68,16	641,69	0,14	0,61	1,58	2,33	7169	11,17
23	206	2,37	22	4,1	69,70	1279,84	0,15	1,71	1,61	3,46	4724	3,69
25	188	2,44	22	4,2	33,78	800,53	0,21	1,00	1,49	2,70	5059	6,32
26	187	2,51	24	4,6	59,46	857,06	0,20	0,77	1,49	2,45	7543	8,80
32	203	2,45	22	4,2	72,40	197,36	0,14	0,21	1,61	1,96	6071	30,76
34	185	2,51	22	4,1	49,32	249,50	0,15	0,24	1,45	1,84	6441	25,82
36	206	2,44	24	4,6	72,00	151,73	0,18	0,15	1,63	1,96	7081	46,67

Tab. 10.4. Risultati delle verifiche allo SLC degli isolatori elastomerici.

Nota. In funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore, si definiscono due grandezze che giocano un ruolo fondamentale sulla rigidezza e resistenza verticale e sulla stabilità sotto carico verticale: i fattori di forma. Essi sono definiti dalle seguenti espressioni:

$$S_1 = A'/L \quad \text{fattore di forma primario}$$

$$S_2 = D/t_e \quad \text{fattore di forma secondario}$$

Nella pratica è conveniente che i valori di S_1 e S_2 non scendano al di sotto di 12 e 3 rispettivamente, per limitare, da un lato, la deformabilità verticale degli isolatori e, dall'altro, il rischio di instabilità. Ciò viene garantito dalla stessa casa produttrice degli isolatori come si può vedere dai valori assunti da S_1 e S_2 riportati in *tabella 10.4*.

Nota. Con riferimento alle grandezze verificate in base a quanto indicato nella C.M. 2/2/2009 n.617 al § C11.9.7 si precisa che:

- γ_c è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione, tenendo conto del carico massimo verticale agente sul singolo isolatore, derivato dalla combinazione dell'azione sismica con le altre azioni;
- γ_s è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;

γ_α	è la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare;
γ_t	è la deformazione di taglio totale di progetto (somma delle precedenti tre);
V_{cr}	è il carico verticale critico per isolatori circolari.

Le verifiche da soddisfare sono dunque:

- Tensione negli inserti di acciaio (sempre soddisfatta perché $V \geq 0$);
- Deformazione degli isolatori:
 $\gamma_t \leq 5$
 $\gamma_s \leq \gamma^*/1.5 \leq 2$ (essendo γ^* il valore massimo della deformazione di taglio prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura).
- Instabilità:
 $V \leq V_{cr}/2.0$.

10.2.5. ISOLATORI A SCORRIMENTO

Si affrontano ora le verifiche degli isolatori a scorrimento, sempre facendo riferimento al paragrafo 10.2.3. I risultati ottenuti dall'analisi dinamica per il sisma in direzione X e Y, e quelli di progetto, sono riassunti in *tabella 10.5*. E' possibile notare che lo spostamento massimo è compatibile con quello massimo calcolato per gli isolatori elastomerici e anche in questo caso inferiore a 250 mm.

In fase di predimensionamento, nel capitolo 9 è stato calcolato il diametro interno degli isolatori, in funzione della massima tensione di contatto ammessa per il PTFE pari a 20000 kN/m² e del massimo carico verticale agente in condizioni sismiche V_{max} valutato, con una stima per eccesso, in circa 1200 kN.

E' necessario ora dimensionare altri parametri degli isolatori a scorrimento, quale ad esempio il diametro esterno D_e . Esso viene dimensionato a partire dal diametro interno, al quale si aggiunge una dimensione pari a 2 volte lo spostamento massimo:

$$D_e = D_i + 2 \cdot d_{max} = 310 \text{ mm} + 2 \cdot 250 \text{ mm} = 810 \text{ mm}$$

Per tutti gli isolatori è sempre verificata la condizione $V \geq 0$, cioè assenza di trazione, come richiesto al § 7.10.6.2 delle NTC 2008.

N°	SISM_X		SISM_Y		dE=d2 [mm]	dmax=1,2*d2 [mm]	Vmin [kN]	Vmax [kN]
	dE-X x [mm]	dE-X y [mm]	dE-Y x [mm]	dE-Y y [mm]				
2	199	61	56	182	207	248	95,73	468,91
3	199	62	56	185	207	248	112,88	382,67
5	184	58	52	181	191	229	53,89	555,90
7	181	58	51	180	189	226	158,45	684,22
10	177	71	50	188	201	241	109,70	698,93
12	177	53	50	178	186	223	263,73	834,22
14	175	73	50	192	206	247	368,65	714,68
15	171	73	49	189	202	243	200,41	1042,56
18	169	71	50	191	204	245	85,06	572,25
19	168	58	49	181	191	229	63,63	1028,76
20	168	60	49	180	190	227	140,61	1144,69
24	166	70	48	188	201	241	100,52	748,44
27	165	61	48	183	193	231	205,10	964,10
28	167	73	48	189	202	243	122,10	258,05
29	166	60	48	180	190	228	46,09	248,37
30	169	53	48	178	186	223	61,35	245,06
31	166	73	48	192	206	247	109,57	366,04
33	167	60	48	180	190	228	320,70	541,69
35	167	58	48	182	191	229	132,82	588,13

Tab. 10.5. Spostamenti ottenuti dalle analisi, spostamenti di progetto e verifiche per i dispositivi allo SLC.

10.3. VERIFICA DELLA STRUTTURA

Si procede ora alla verifica della struttura allo SLD e allo SLV.

10.3.1. STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

La verifica allo SLD della sovrastruttura si effettua controllando che gli spostamenti di interpiano d_r ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati nel § 7.3.7.2 delle NTC 2008, ossia:

$$d_r < \frac{2}{3} \cdot 0,003 \cdot h = \frac{2}{3} \cdot 0,003 \cdot 3,00 \text{ m} = 6 \text{ mm}$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano derivante dall'analisi;
 h è l'altezza del piano considerato.

Le coppie torcenti $M_{z,i,X}$ e $M_{z,i,Y}$ intorno all'asse verticale allo SLD assumono i valori riportati in *tabella 10.6*.

Piano	Massa [t]	$M_{z,i,X}$ (SLD) [kNm]	$M_{z,i,Y}$ (SLD) [kNm]
base	745,90	133,73	122,97
I	432,00	77,45	71,22
II	332,50	59,61	54,82
III	288,20	51,67	47,51

Tab. 10.6. Valori delle masse e delle coppie che portano in conto gli effetti torsionali accidentali allo SLD per la sovrastruttura.

Gli spostamenti interpiano ottenuti dalle 32 combinazioni sismiche vengono valutati sia in direzione X che in direzione Y, verificando il limite imposto dalla Normativa con riferimento esclusivamente al valore massimo d_r nelle due direzioni per ciascuna elevazione.

$$d_{rx} = \max\{d_{rx,X}; d_{rx,Y}\} \quad d_{ry} = \max\{d_{ry,X}; d_{ry,Y}\}$$

dove:

d_{rx}, d_{ry} sono gli spostamenti di interpiano in direzione X ed in direzione Y da verificare secondo i limiti imposti da Normativa;

$d_{rx,X}, d_{ry,X}$ sono gli spostamenti interpiano in direzione X ed in direzione Y ottenuti dall'analisi con direzione principale del sisma la direzione X;

$d_{rx,Y}, d_{ry,Y}$ sono gli spostamenti interpiano in direzione X ed in direzione Y ottenuti dall'analisi con direzione principale del sisma la Direzione Y;

I risultati della verifica sono illustrati in *tabella 10.7*, e mostrati in *fig. 10.2*, dove si mette chiaramente in evidenza come essi soddisfino ampiamente la condizione limite, per cui la sovrastruttura risulta verificata allo SLD.

elevazione	$d_{rx,X}$ [mm]	$d_{rx,Y}$ [mm]	d_{rx} [mm]	$d_{rx}/h <$ 0,33%	$d_{ry,X}$ [mm]	$d_{ry,Y}$ [mm]	d_{ry} [mm]	$d_{ry}/h <$ 0,33%
0 - I	0,2	0,1	0,2	si	0,1	0,2	0,2	si
I - II	0,3	0,2	0,3	si	0,2	0,3	0,3	si
II - III	0,3	0,2	0,3	si	0,2	0,3	0,3	si
III - IV	0,2	0,1	0,2	si	0,1	0,2	0,2	si

Tab. 10.7. Spostamenti interpiano massimi in direzione X e Y e verifica del limite imposto dalle NTC 2008.

Per quanto riguarda la sottostruttura e le fondazioni, il livello di protezione richiesto nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLV (§ 7.10.6.1 delle NTC 2008).

10.3.2. STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

Le condizioni di resistenza degli elementi della sovrastruttura (§ 7.10.6.2.1 delle NTC 2008) possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica allo SLV divisi per il fattore $q = 1,5$ combinati con le altre azioni secondo le regole del § 3.2.4 (Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni).

Per tener conto degli effetti torsionali accidentali si applica a ciascun piano della sovrastruttura e separatamente nelle due direzioni, le coppie torcenti $M_{z,i,X}$ e $M_{z,i,Y}$ intorno all'asse verticale descritte in precedenza, che, allo SLV, assumono i valori riportati in *tabella 10.8*.

Piano	Massa [t]	$M_{z,i,X}$ (SLV) [kNm]	$M_{z,i,Y}$ (SLV) [kNm]
base	745,90	295,59	271,81
I	432,00	171,20	157,42
II	332,50	131,77	121,16
III	288,20	114,21	105,02

Tab.10.8. Valori delle masse e delle coppie che portano in conto gli effetti torsionali accidentali allo SLV per la sovrastruttura.

Le verifiche che devono essere condotte riguardano la pressoflessione nel piano e il taglio secondo quanto previsto nel § 7.8.2.2 delle NTC 2008.

10.3.2.1. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot l^2 \cdot t \cdot \sigma_0 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d}\right)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa di parete;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/(lt)$, con P forza

assiale agente, positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u=0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

Nelle *tabelle 10.9. ÷ 10.12.* sono riportate le verifiche a pressoflessione dei setti murari delle quattro elevazioni. In arancione sono indicati i setti non verificati.

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DELL'OPERA

PRIMA ELEVAZIONE								
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N _d (KN)	M _{rd} (KNm)	M _d (KNm)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	1X2	2,4	1,7	0,60	558,75	474,61	104,46	OK
	1X3	2,4	1,7	0,60	180,23	153,09	91,97	OK
	1X4	2,4	1,87	0,60	581,30	543,21	196,41	OK
	1X5	2,4	1,85	0,60	314,19	290,46	156,79	OK
	1X6	2,4	1,29	0,60	320,53	206,49	79,16	OK
	1X7	2,4	1,29	0,60	131,82	84,92	149,66	NO
	1X8	2,4	1,3	0,60	142,21	92,33	61,83	OK
	1X9	2,4	1,3	0,60	293,23	190,37	87,52	OK
	1X10	2,4	1,7	0,60	173,09	147,03	222,27	NO
	1X11	2,4	1,7	0,60	190,66	161,95	83,73	OK
	1X12	2,4	1,87	0,60	724,04	676,59	80,77	OK
	1X13	2,4	0,6	0,60	152,99	45,64	27,49	OK
	1X14	2,4	3,1	0,60	898,73	1392,74	153,25	OK
	1X15	2,4	0,73	0,60	135,96	49,44	42,24	OK
	1X16	2,4	1,75	0,60	162,36	141,97	87,22	OK
	1X17	2,4	1,75	0,60	473,92	414,41	97,01	OK
	1X18	2,4	1,7	0,60	426,56	362,33	55,60	OK
	1X19	2,4	1,07	0,60	147,00	78,51	63,10	OK
	1X20	2,4	1,73	0,60	83,07	71,81	89,20	NO
	1X21	2,4	0,65	0,60	127,44	41,22	24,89	OK
	1X22	2,4	1,27	0,60	493,19	312,79	78,98	OK
	1X23	2,4	2,48	0,60	169,29	209,85	123,67	OK
	1X24	2,4	0,8	0,60	118,27	47,16	46,37	OK
	1X25	2,4	1,75	0,60	139,70	122,16	89,51	OK
	1X26	2,4	1,75	0,60	57,96	50,69	209,12	NO
	1X27	2,4	2,7	0,60	437,61	590,61	195,87	OK
	1X28	2,4	2,7	0,60	336,31	453,89	185,64	OK
	1X29	2,4	2,2	0,60	298,81	328,55	109,81	OK
	1X30	2,4	2,2	0,60	292,14	321,22	141,25	OK
	1X31	2,4	1,3	0,60	280,16	181,89	107,08	OK
	1X32	2,4	6	0,60	566,21	1698,55	171,29	OK
	1X33	2,4	1,1	0,60	242,27	133,03	93,27	OK
	1X34	2,4	6,2	0,60	638,79	1980,13	159,35	OK
	1X35	2,4	1,3	0,60	203,20	131,92	62,34	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	1Y1	2,4	4	0,60	169,46	338,88	299,57	OK
	1Y2	2,4	1,33	0,60	206,30	137,04	118,94	OK
	1Y3	2,4	1,34	0,60	291,13	194,84	103,56	OK
	1Y4	2,4	2,68	0,60	322,40	431,89	153,00	OK
	1Y5	2,4	0,55	0,60	396,56	108,34	20,69	OK
	1Y6	2,4	1,7	0,60	132,51	112,56	124,90	NO
	1Y7	2,4	1,2	0,60	137,73	82,52	55,60	OK
	1Y8	2,4	2,33	0,60	459,68	535,33	84,12	OK
	1Y9	2,4	2,33	0,60	120,46	140,28	77,17	OK
	1Y10	2,4	4	0,60	136,10	272,17	346,52	NO
	1Y11	2,4	5,35	0,60	761,72	2037,45	206,45	OK
	1Y12	2,4	2,35	0,60	505,04	593,21	99,53	OK
	1Y15	2,4	4	0,60	204,97	409,88	219,00	OK
	1Y16	2,4	5,35	0,60	930,52	2488,97	342,55	OK
	1Y17	2,4	3,4	0,60	481,17	817,86	164,65	OK
	1Y18	2,4	1,35	0,60	27,37	18,46	357,55	NO
	1Y19	2,4	1,15	0,60	210,13	120,64	288,99	NO
	1Y20	2,4	2,25	0,60	207,04	232,83	250,48	NO
	1Y21	2,4	1,35	0,60	541,62	365,19	89,90	OK
	1Y22	2,4	1,45	0,60	118,10	85,54	83,72	OK
	1Y23	2,4	3,4	0,60	848,42	1442,07	246,66	OK
	1Y24	2,4	2,32	0,60	521,05	604,20	199,92	OK
	1Y25	2,4	2,33	0,60	67,50	78,61	220,63	NO
	1Y26	2,4	1,27	0,60	373,04	236,59	188,61	OK
	1Y27	2,4	1,27	0,60	56,68	35,95	119,75	NO
	1Y28	2,4	3,4	0,60	203,29	345,54	539,19	NO
	1Y29	2,4	5,35	0,60	905,85	2422,99	261,70	OK
	1Y31	2,4	2,15	0,60	612,99	658,68	97,15	OK
	1Y32	2,4	2,38	0,60	531,84	632,66	82,45	OK
	1Y33	2,4	2,37	0,60	71,11	84,24	106,96	NO

Tab. 10.9. Verifiche a pressoflessione nel piano dei setti della I elevazione.

SECONDA ELEVAZIONE								
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N_d (KN)	M_{rd} (KNm)	M_d (KNm)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	2X2	3,0	2,22	0,45	336,60	373,42	58,30	OK
	2X4	3,0	2,59	0,45	521,29	674,81	86,64	OK
	2X5	3,0	2,31	0,45	231,60	267,37	53,58	OK
	2X6	3,0	0,65	0,45	138,30	44,67	22,84	OK
	2X7	3,0	0,73	0,45	177,41	64,43	28,33	OK
	2X8	3,0	1,3	0,5	162,39	105,41	58,78	OK
	2X9	3,0	1,3	0,5	326,71	212,06	44,68	OK
	2X10	3,0	1,7	0,45	304,39	258,49	90,96	OK
	2X11	3,0	1,7	0,45	254,25	215,92	99,72	OK
	2X12	3,0	2,32	0,6	457,49	530,49	82,55	OK
	2X13	3,0	1,05	0,6	152,77	80,06	52,81	OK
	2X14	3,0	2,1	0,6	684,38	718,27	153,76	OK
	2X15	3,0	0,73	0,6	88,32	32,12	27,94	OK
	2X16	3,0	1,75	0,45	177,30	155,01	85,01	OK
	2X17	3,0	1,75	0,45	347,20	303,54	68,27	OK
	2X18	3,0	1,83	0,5	312,09	285,36	64,09	OK
	2X19	3,0	1,83	0,5	161,45	147,63	46,44	OK
	2X20	3,0	1,03	0,5	70,96	36,46	33,89	OK
	2X21	3,0	0,65	0,45	116,39	37,59	14,76	OK
	2X22	3,0	0,82	0,45	219,64	89,70	32,28	OK
	2X23	3,0	1,13	0,45	176,86	99,72	52,73	OK
	2X24	3,0	0,8	0,45	146,12	58,21	24,21	OK
	2X25	3,0	0,63	0,5	144,91	45,37	23,15	OK
	2X26	3,0	2,65	0,5	159,18	210,84	94,23	OK
	2X27	3,0	2,1	0,45	293,60	308,09	112,99	OK
	2X28	3,0	2,1	0,45	183,97	193,05	110,97	OK
	2X29	3,0	1,5	0,45	121,19	90,78	77,84	OK
	2X30	3,0	1,7	0,45	183,41	155,75	115,61	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	2Y2	3,0	1,33	0,45	280,39	186,18	124,69	OK
	2Y3	3,0	1,34	0,45	208,20	139,29	33,34	OK
	2Y4	3,0	2,68	0,45	241,94	324,07	121,91	OK
	2Y5	3,0	0,55	0,45	164,03	44,71	16,67	OK
	2Y7	3,0	1,85	0,45	147,55	136,37	31,32	OK
	2Y8	3,0	1,85	0,45	275,35	254,50	80,29	OK
	2Y9	3,0	5,35	0,45	54,07	144,63	29,38	OK
	2Y11	3,0	2,35	0,45	280,39	329,30	225,96	OK
	2Y12	3,0	5,35	0,2	208,20	556,83	91,33	OK
	2Y16	3,0	4,3	0,2	241,94	519,99	360,09	OK
	2Y17	3,0	5,35	0,45	164,03	438,74	145,08	OK
	2Y20	3,0	3,4	0,45	147,55	250,77	55,64	OK
	2Y21	3,0	2,7	0,45	275,35	371,58	66,30	OK
	2Y22	3,0	1,8	0,45	54,07	48,63	11,23	OK
	2Y23	3,0	0,55	0,45	482,85	131,62	203,17	NO
	2Y24	3,0	4,5	0,45	313,17	704,54	69,26	OK
	2Y25	3,0	1,95	0,45	615,32	599,52	64,83	OK
	2Y26	3,0	1,5	0,45	433,44	324,70	55,06	OK
	2Y27	3,0	0,9	0,45	258,86	116,11	77,79	OK
	2Y29	3,0	5,35	0,45	380,29	1017,19	226,45	OK
	2Y31	3,0	2,15	0,45	37,61	40,41	69,74	NO
	2Y32	3,0	1,78	0,45	672,40	597,94	63,94	OK
	2Y33	3,0	1,77	0,45	355,88	314,69	112,69	OK

Tab. 10.10. Verifiche a pressoflessione nel piano dei setti della II elevazione.

TERZA ELEVAZIONE								
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N _d (KN)	M _{rd} (KNm)	M _d (KNm)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	3X2	3,0	1,7	0,45	293,76	249,47	94,96	OK
	3X3	3,0	1,7	0,45	108,82	92,41	62,12	OK
	3X4	3,0	1,87	0,45	382,34	357,21	45,40	OK
	3X5	3,0	1,85	0,45	98,39	90,94	84,39	OK
	3X6	3,0	0,65	0,45	89,84	29,01	14,52	OK
	3X7	3,0	0,73	0,45	52,94	19,23	14,82	OK
	3X8	3,0	1,3	0,5	202,87	131,68	36,00	OK
	3X9	3,0	1,3	0,5	250,90	162,86	31,12	OK
	3X10	3,0	1,7	0,45	224,38	190,55	42,49	OK
	3X11	3,0	1,7	0,45	134,36	114,10	49,15	OK
	3X12	3,0	2,32	0,6	260,91	302,55	130,74	OK
	3X13	3,0	1,05	0,6	87,26	45,73	37,82	OK
	3X14	3,0	2,1	0,6	419,68	440,46	104,00	OK
	3X15	3,0	0,73	0,6	69,59	25,30	22,45	OK
	3X16	3,0	1,75	0,45	121,72	106,42	55,35	OK
	3X17	3,0	1,75	0,45	226,02	197,59	43,92	OK
	3X18	3,0	1,83	0,5	205,54	187,94	57,34	OK
	3X19	3,0	1,83	0,5	91,25	83,44	61,95	OK
	3X20	3,0	1,03	0,5	76,19	39,15	31,83	OK
	3X21	3,0	0,65	0,45	79,80	25,77	13,87	OK
	3X22	3,0	0,82	0,45	142,86	58,34	22,88	OK
	3X23	3,0	1,13	0,45	118,30	66,70	33,05	OK
	3X24	3,0	0,8	0,45	162,90	64,89	21,58	OK
	3X25	3,0	2,65	0,5	159,23	210,91	144,85	OK
	3X26	3,0	1,75	0,5	182,09	159,20	55,65	OK
	3X27	3,0	2,7	0,45	128,21	173,02	90,26	OK
	3X28	3,0	2,7	0,45	100,39	135,48	41,44	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	3Y2	3,0	1,33	0,45	129,89	86,25	107,63	NO
	3Y3	3,0	1,34	0,45	103,06	68,95	51,19	OK
	3Y4	3,0	2,03	0,45	185,78	188,45	55,79	OK
	3Y5	3,0	0,55	0,45	82,89	22,60	12,12	OK
	3Y7	3,0	1,2	0,45	112,94	67,64	18,92	OK
	3Y8	3,0	1,25	0,45	132,99	82,98	20,69	OK
	3Y9	3,0	1,25	0,45	43,75	27,30	49,29	NO
	3Y11	3,0	5,35	0,45	235,41	629,66	322,12	OK
	3Y12	3,0	2,35	0,45	204,12	239,72	62,25	OK
	3Y16	3,0	5,35	0,45	387,62	1036,78	281,79	OK
	3Y17	3,0	3,4	0,45	301,83	512,99	85,40	OK
	3Y20	3,0	2,7	0,45	111,11	149,95	66,98	OK
	3Y21	3,0	1,8	0,45	254,57	228,93	34,76	OK
	3Y22	3,0	0,55	0,45	29,78	8,12	9,08	NO
	3Y23	3,0	4,5	0,45	401,51	903,28	213,88	OK
	3Y24	3,0	1,95	0,45	211,00	205,58	45,97	OK
	3Y25	3,0	1,5	0,45	78,63	58,90	25,40	OK
	3Y29	3,0	4,4	0,45	349,96	769,81	202,48	OK
	3Y30	3,0	1,15	0,45	46,18	26,50	48,03	NO
	3Y31	3,0	1,6	0,45	243,44	194,55	49,55	OK

Tab. 10.11. Verifiche a pressoflessione nel piano dei setti della III elevazione.

QUARTA ELEVAZIONE								
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N _d (KN)	M _{rd} (KNm)	M _d (KNm)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	4X2	2,6	2,22	0,45	89,61	99,41	37,01	OK
	4X4	2,6	2,15	0,45	205,87	221,18	58,67	OK
	4X5	2,6	1,85	0,45	17,76	16,41	62,19	NO
	4X6	2,6	0,65	0,45	18,26	5,90	13,57	NO
	4X7	2,6	0,73	0,45	16,14	5,86	8,82	NO
	4X8	2,6	1,3	0,5	82,50	53,55	37,09	OK
	4X9	2,6	1,3	0,5	124,88	81,06	27,83	OK
	4X10	2,6	1,7	0,45	74,15	62,97	21,53	OK
	4X11	2,6	1,7	0,45	23,32	19,80	18,49	OK
	4X12	2,6	2,32	0,45	74,74	86,66	48,36	OK
	4X13	2,6	1,05	0,45	15,88	8,32	37,01	NO
	4X14	2,6	2,1	0,6	168,11	176,44	83,84	OK
	4X15	2,6	0,73	0,6	23,10	8,40	22,27	NO
	4X16	2,6	1,75	0,45	55,78	48,76	19,27	OK
	4X17	2,6	1,75	0,45	106,39	93,01	23,55	OK
	4X18	2,6	1,83	0,5	95,57	87,38	31,55	OK
	4X19	2,6	1,83	0,5	25,84	23,63	30,75	NO
	4X20	2,6	1,73	0,5	52,89	45,71	33,09	OK
	4X21	2,6	0,65	0,45	52,38	16,92	18,07	NO
	4X22	2,6	2,17	0,45	68,68	74,47	75,91	NO
	4X23	2,6	1,58	0,45	66,98	52,86	51,28	OK
	4X24	2,6	0,8	0,45	75,00	29,87	20,99	OK
	4X25	2,6	2,65	0,5	84,32	111,68	69,96	OK
	4X26	2,6	1,75	0,5	92,22	80,63	30,62	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	4Y2	2,6	1	0,45	96,51	48,13	19,31	OK
	4Y4	2,6	1,85	0,45	170,10	157,22	47,14	OK
	4Y5	2,6	0,55	0,45	51,22	13,96	11,16	OK
	4Y7	2,6	1,2	0,45	86,94	52,07	20,09	OK
	4Y11	2,6	5,35	0,45	57,56	153,95	266,31	NO
	4Y12	2,6	2,35	0,45	91,33	107,26	31,38	OK
	4Y16	2,6	5,35	0,45	225,54	603,26	181,97	OK
	4Y17	2,6	3,4	0,3	136,63	232,19	40,33	OK
	4Y20	2,6	2,7	0,3	67,50	91,08	37,87	OK
	4Y21	2,6	1,8	0,3	129,67	116,56	33,57	OK
	4Y22	2,6	0,55	0,3	16,78	4,55	5,44	NO
	4Y23	2,6	4,5	0,3	165,39	372,05	150,76	OK
	4Y24	2,6	1,05	0,45	46,81	24,52	40,68	NO
	4Y29	2,6	5,35	0,45	179,11	479,09	119,58	OK
	4Y31	2,6	2,15	0,45	121,27	130,29	50,76	OK

Tab. 10.12. Verifiche a pressoflessione nel piano dei setti della IV elevazione.

10.3.2.2. VERIFICA A TAGLIO

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della seguente relazione:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa di parete;

t è lo spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1 delle NTC 2008, calcolando la tensione normale media

(indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/(l't)$).

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di $1,4 \overline{f_{bk}}$, dove $\overline{f_{bk}}$ indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \sigma_n$ con f_{vm0} resistenza a taglio media della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vm0}/0,7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di $2,0 \overline{f_{bk}}$ né maggiore di 2,2 MPa.

Nelle tabelle 10.13. ÷ 10.16. sono riportate le verifiche a pressoflessione dei setti murari delle quattro elevazioni. In arancione sono indicati i setti non verificati.

PRIMA ELEVAZIONE												
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N _d (kN)	M _d (kNm)	σ _n (kN/mq)	f _{vk} (kN/mq)	f _{vd} (kN/mq)	V _t (kN)	V _d (kN)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	1X2	2,4	1,7	0,60	558,75	104,46	547,79	419,12	139,71	142,50	40,94	OK
	1X3	2,4	1,7	0,60	180,23	91,97	176,70	270,68	90,23	92,03	67,24	OK
	1X4	2,4	1,87	0,60	581,30	196,41	518,09	407,24	135,75	152,31	112,75	OK
	1X5	2,4	1,85	0,60	314,19	156,79	283,05	313,22	104,41	115,89	72,26	OK
	1X6	2,4	1,29	0,60	320,53	79,16	414,11	365,65	121,88	94,34	51,96	OK
	1X7	2,4	1,29	0,60	131,82	149,66	170,31	268,13	89,38	69,18	106,04	NO
	1X8	2,4	1,3	0,60	142,21	61,83	182,32	272,93	90,98	70,96	27,75	OK
	1X9	2,4	1,3	0,60	293,23	87,52	375,93	350,37	116,79	91,10	129,53	NO
	1X10	2,4	1,7	0,60	173,09	222,27	169,70	267,88	89,29	91,08	145,43	NO
	1X11	2,4	1,7	0,60	190,66	83,73	186,92	274,77	91,59	93,42	44,17	OK
	1X12	2,4	1,87	0,60	724,04	80,77	645,31	458,12	152,71	171,34	50,46	OK
	1X13	2,4	0,6	0,60	152,99	27,49	424,98	369,99	123,33	44,40	20,18	OK
	1X14	2,4	3,1	0,60	898,73	153,25	483,19	393,27	131,09	243,83	83,19	OK
	1X15	2,4	0,73	0,60	135,96	42,24	310,40	324,16	108,05	47,33	28,63	OK
	1X16	2,4	1,75	0,60	162,36	87,22	154,62	261,85	87,28	91,65	31,18	OK
	1X17	2,4	1,75	0,60	473,92	97,01	451,35	380,54	126,85	133,19	26,49	OK
	1X18	2,4	1,7	0,60	426,56	55,60	418,20	367,28	122,43	124,87	21,60	OK
	1X19	2,4	1,07	0,60	147,00	63,10	228,98	291,59	97,20	62,40	37,51	OK
	1X20	2,4	1,73	0,60	83,07	89,20	80,03	232,01	77,34	80,28	55,53	OK
	1X21	2,4	0,65	0,60	127,44	24,89	326,77	330,71	110,24	42,99	17,22	OK
	1X22	2,4	1,27	0,60	493,19	78,98	647,24	458,89	152,96	116,56	56,92	OK
	1X23	2,4	2,48	0,60	169,29	123,67	113,77	245,51	81,84	121,77	107,90	OK
	1X24	2,4	0,8	0,60	118,27	46,37	246,39	298,56	99,52	47,77	29,66	OK
	1X25	2,4	1,75	0,60	139,70	89,51	133,05	253,22	84,41	88,63	62,91	OK
	1X26	2,4	1,75	0,60	57,96	209,12	55,20	222,08	74,03	77,73	151,19	NO
	1X27	2,4	2,7	0,60	437,61	195,87	270,13	308,05	102,68	166,35	112,85	OK
	1X28	2,4	2,7	0,60	336,31	185,64	207,60	283,04	94,35	152,84	71,33	OK
	1X29	2,4	2,2	0,60	298,81	109,81	226,37	290,55	96,85	127,84	56,57	OK
	1X30	2,4	2,2	0,60	292,14	141,25	221,32	288,53	96,18	126,95	70,91	OK
	1X31	2,4	1,3	0,60	280,16	107,08	359,18	343,67	114,56	89,35	39,91	OK
	1X32	2,4	6	0,60	566,21	171,29	157,28	262,91	87,64	315,50	81,20	OK
	1X33	2,4	1,1	0,60	242,27	93,27	367,08	346,83	115,61	76,30	50,91	OK
	1X34	2,4	6,2	0,60	638,79	159,35	171,72	268,69	89,56	333,17	74,61	OK
	1X35	2,4	1,3	0,60	203,20	62,34	260,51	304,20	101,40	79,09	33,23	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	1Y1	2,4	4	0,60	169,46	299,57	70,61	228,24	76,08	182,59	179,39	OK
	1Y2	2,4	1,33	0,60	206,30	118,94	258,53	303,41	101,14	80,71	77,43	OK
	1Y3	2,4	1,34	0,60	291,13	103,56	362,10	344,84	114,95	92,42	52,14	OK
	1Y4	2,4	2,68	0,60	322,40	153,00	200,49	280,20	93,40	150,19	38,96	OK
	1Y5	2,4	0,55	0,60	396,56	20,69	1201,68	680,67	226,89	74,87	17,40	OK
	1Y6	2,4	1,7	0,60	132,51	124,90	129,91	251,96	83,99	85,67	73,59	OK
	1Y7	2,4	1,2	0,60	137,73	55,60	191,29	276,51	92,17	66,36	30,12	OK
	1Y8	2,4	2,33	0,60	459,68	84,12	328,81	331,52	110,51	154,49	45,17	OK
	1Y9	2,4	2,33	0,60	120,46	77,17	86,17	234,47	78,16	109,26	40,90	OK
	1Y10	2,4	4	0,60	136,10	346,52	56,71	222,68	74,23	178,15	192,06	NO
	1Y11	2,4	5,35	0,60	761,72	206,45	237,29	294,92	98,31	315,56	46,34	OK
	1Y12	2,4	2,35	0,60	505,04	99,53	358,19	343,27	114,42	161,34	56,99	OK
	1Y15	2,4	4	0,60	204,97	219,00	85,40	234,16	78,05	187,33	71,71	OK
	1Y16	2,4	5,35	0,60	930,52	342,55	289,88	315,95	105,32	338,07	70,73	OK
	1Y17	2,4	3,4	0,60	481,17	164,65	235,87	294,35	98,12	200,16	110,85	OK
	1Y18	2,4	1,35	0,60	27,37	357,55	33,79	213,52	71,17	57,65	221,04	NO
	1Y19	2,4	1,15	0,60	210,13	288,99	304,54	321,81	107,27	74,02	192,46	NO
	1Y20	2,4	2,25	0,60	207,04	250,48	153,37	261,35	87,12	117,61	78,16	OK
	1Y21	2,4	1,35	0,60	541,62	89,90	668,66	467,47	155,82	126,22	47,83	OK
	1Y22	2,4	1,45	0,60	118,10	83,72	135,75	254,30	84,77	73,75	55,70	OK
	1Y23	2,4	3,4	0,60	848,42	246,66	415,89	366,36	122,12	249,12	190,50	OK
	1Y24	2,4	2,32	0,60	521,05	199,92	374,32	349,73	116,58	162,27	113,97	OK
	1Y25	2,4	2,33	0,60	67,50	220,63	48,29	219,31	73,10	102,20	105,38	NO
	1Y26	2,4	1,27	0,60	373,04	188,61	489,55	395,82	131,94	100,54	116,75	NO
	1Y27	2,4	1,27	0,60	56,68	119,75	74,38	229,75	76,58	58,36	71,94	NO
	1Y28	2,4	3,4	0,60	203,29	539,19	99,65	239,86	79,95	163,11	295,70	NO
	1Y29	2,4	5,35	0,60	905,85	261,70	282,20	312,88	104,29	334,78	153,45	OK
	1Y31	2,4	2,15	0,60	612,99	97,15	475,18	390,07	130,02	167,73	75,43	OK
	1Y32	2,4	2,38	0,60	531,84	82,45	372,43	348,97	116,32	166,11	60,47	OK
	1Y33	2,4	2,37	0,60	71,11	106,96	50,01	220,00	73,33	104,28	54,47	OK

Tab. 10.13. Verifiche a taglio dei setti della I elevazione.

SECONDA ELEVAZIONE												
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N _d (kN)	M _d (kNm)	σ _n (kN/mq)	f _{vk} (kN/mq)	f _{vd} (kN/mq)	V _t (kN)	V _d (kN)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	2X2	3,0	2,22	0,45	336,60	58,30	336,93	334,77	111,59	111,48	26,64	OK
	2X4	3,0	2,59	0,45	521,29	86,64	447,27	378,91	126,30	147,21	43,85	OK
	2X5	3,0	2,31	0,45	231,60	53,58	222,80	289,12	96,37	100,18	30,39	OK
	2X6	3,0	0,65	0,45	138,30	22,84	472,83	389,13	129,71	37,94	14,29	OK
	2X7	3,0	0,73	0,45	177,41	28,33	540,05	416,02	138,67	45,55	17,16	OK
	2X8	3,0	1,3	0,5	162,39	58,78	249,83	299,93	99,98	64,99	31,90	OK
	2X9	3,0	1,3	0,5	326,71	44,68	502,62	401,05	133,68	86,89	23,72	OK
	2X10	3,0	1,7	0,45	304,39	90,96	397,89	359,16	119,72	91,59	44,23	OK
	2X11	3,0	1,7	0,45	254,25	99,72	332,36	332,94	110,98	84,90	50,37	OK
	2X12	3,0	2,32	0,6	457,49	82,55	328,66	331,46	110,49	153,80	47,47	OK
	2X13	3,0	1,05	0,6	152,77	52,81	242,49	297,00	99,00	62,37	30,25	OK
	2X14	3,0	2,1	0,6	684,38	153,76	543,16	417,26	139,09	175,25	86,90	OK
	2X15	3,0	0,73	0,6	88,32	27,94	201,63	280,65	93,55	40,98	16,61	OK
	2X16	3,0	1,75	0,45	177,30	85,01	225,15	290,06	96,69	76,14	44,82	OK
	2X17	3,0	1,75	0,45	347,20	68,27	440,89	376,36	125,45	98,79	34,15	OK
	2X18	3,0	1,83	0,5	312,09	64,09	341,08	336,43	112,14	102,61	39,15	OK
	2X19	3,0	1,83	0,5	161,45	46,44	176,45	270,58	90,19	82,53	30,09	OK
	2X20	3,0	1,03	0,5	70,96	33,89	137,79	255,12	85,04	43,80	20,86	OK
	2X21	3,0	0,65	0,45	116,39	14,76	397,91	359,17	119,72	35,02	9,50	OK
	2X22	3,0	0,82	0,45	219,64	32,28	595,22	438,09	146,03	53,88	21,11	OK
	2X23	3,0	1,13	0,45	176,86	52,73	347,80	339,12	113,04	57,48	30,81	OK
	2X24	3,0	0,8	0,45	146,12	24,21	405,90	362,36	120,79	43,48	15,99	OK
	2X25	3,0	0,63	0,5	144,91	23,15	460,03	384,01	128,00	40,32	13,53	OK
	2X26	3,0	2,65	0,5	159,18	94,23	120,14	248,05	82,68	109,56	42,69	OK
	2X27	3,0	2,1	0,45	293,60	112,99	310,69	324,27	108,09	102,15	67,08	OK
	2X28	3,0	2,1	0,45	183,97	110,97	194,68	277,87	92,62	87,53	49,58	OK
	2X29	3,0	1,5	0,45	121,19	77,84	179,53	271,81	90,60	61,16	46,56	OK
	2X30	3,0	1,7	0,45	183,41	115,61	239,75	295,90	98,63	75,45	53,42	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	2Y2	3,0	1,33	0,45	280,39	124,69	468,49	387,40	129,13	77,29	68,76	OK
	2Y3	3,0	1,34	0,45	208,20	33,34	345,28	338,11	112,70	67,96	19,89	OK
	2Y4	3,0	2,68	0,45	241,94	121,91	200,61	280,24	93,41	112,66	48,66	OK
	2Y5	3,0	0,55	0,45	164,03	16,67	662,76	465,10	155,03	38,37	10,89	OK
	2Y7	3,0	1,85	0,45	147,55	31,32	177,23	270,89	90,30	75,17	20,67	OK
	2Y8	3,0	1,85	0,45	275,35	80,29	330,74	332,30	110,77	92,21	34,78	OK
	2Y9	3,0	5,35	0,45	54,07	29,38	22,46	208,98	69,66	167,71	16,39	OK
	2Y11	3,0	2,35	0,45	280,39	225,96	265,15	306,06	102,02	107,89	135,95	NO
	2Y12	3,0	5,35	0,2	208,20	91,33	194,58	277,83	92,61	99,09	45,28	OK
	2Y16	3,0	4,3	0,2	241,94	360,09	281,32	312,53	104,18	89,59	114,95	NO
	2Y17	3,0	5,35	0,45	164,03	145,08	68,13	227,25	75,75	182,37	68,52	OK
	2Y20	3,0	3,4	0,45	147,55	55,64	96,44	238,57	79,52	121,67	31,08	OK
	2Y21	3,0	2,7	0,45	275,35	66,30	226,62	290,65	96,88	117,71	27,04	OK
	2Y22	3,0	1,8	0,45	54,07	11,23	66,76	226,70	75,57	61,21	7,18	OK
	2Y23	3,0	0,55	0,45	482,85	203,17	1950,90	980,36	326,79	80,88	84,84	NO
	2Y24	3,0	4,5	0,45	313,17	69,26	154,65	261,86	87,29	176,76	34,95	OK
	2Y25	3,0	1,95	0,45	615,32	64,83	701,22	480,49	160,16	140,54	34,75	OK
	2Y26	3,0	1,5	0,45	433,44	55,06	642,13	456,85	152,28	102,79	36,68	OK
	2Y27	3,0	0,9	0,45	258,86	77,79	639,16	455,67	151,89	61,51	51,39	OK
	2Y29	3,0	5,35	0,45	380,29	226,45	157,96	263,18	87,73	211,21	96,93	OK
	2Y31	3,0	2,15	0,45	37,61	69,74	38,87	215,55	71,85	69,51	32,74	OK
	2Y32	3,0	1,78	0,45	672,40	63,94	839,46	535,78	178,59	143,05	35,13	OK
	2Y33	3,0	1,77	0,45	355,88	112,69	446,80	378,72	126,24	100,55	46,35	OK

Tab. 10.14. Verifiche a taglio dei setti della II elevazione.

TERZA ELEVAZIONE												
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N _d (KN)	M _d (KNm)	σ _n (kN/mq)	f _{vk} (kN/mq)	f _{vd} (kN/mq)	V _t (kN)	V _d (kN)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	3X2	3,0	1,7	0,45	293,76	94,96	384,00	353,60	117,87	90,17	32,86	OK
	3X3	3,0	1,7	0,45	108,82	62,12	142,25	256,90	85,63	65,51	31,81	OK
	3X4	3,0	1,87	0,45	382,34	45,40	454,35	381,74	127,25	107,08	29,55	OK
	3X5	3,0	1,85	0,45	98,39	84,39	118,18	247,27	82,42	68,62	36,38	OK
	3X6	3,0	0,65	0,45	89,84	14,52	307,13	322,85	107,62	31,48	9,33	OK
	3X7	3,0	0,73	0,45	52,94	14,82	161,17	264,47	88,16	28,96	7,77	OK
	3X8	3,0	1,3	0,5	202,87	36,00	312,11	324,84	108,28	70,38	14,39	OK
	3X9	3,0	1,3	0,5	250,90	31,12	386,00	354,40	118,13	76,79	10,05	OK
	3X10	3,0	1,7	0,45	224,38	42,49	293,30	317,32	105,77	80,92	19,49	OK
	3X11	3,0	1,7	0,45	134,36	49,15	175,63	270,25	90,08	68,91	18,57	OK
	3X12	3,0	2,32	0,6	260,91	130,74	187,44	274,98	91,66	127,59	32,13	OK
	3X13	3,0	1,05	0,6	87,26	37,82	138,51	255,40	85,13	53,63	18,70	OK
	3X14	3,0	2,1	0,6	419,68	104,00	333,08	333,23	111,08	139,96	39,16	OK
	3X15	3,0	0,73	0,6	69,59	22,45	158,88	263,55	87,85	38,48	14,62	OK
	3X16	3,0	1,75	0,45	121,72	55,35	154,57	261,83	87,28	68,73	20,02	OK
	3X17	3,0	1,75	0,45	226,02	43,92	287,00	314,80	104,93	82,64	11,32	OK
	3X18	3,0	1,83	0,5	205,54	57,34	224,63	289,85	96,62	88,41	22,83	OK
	3X19	3,0	1,83	0,5	91,25	61,95	99,73	239,89	79,96	73,17	19,28	OK
	3X20	3,0	1,03	0,5	76,19	31,83	147,94	259,18	86,39	44,49	16,03	OK
	3X21	3,0	0,65	0,45	79,80	13,87	272,83	309,13	103,04	30,14	8,24	OK
	3X22	3,0	0,82	0,45	142,86	22,88	387,15	354,86	118,29	43,65	15,05	OK
	3X23	3,0	1,13	0,45	118,30	33,05	232,64	293,05	97,68	49,67	17,99	OK
	3X24	3,0	0,8	0,45	162,90	21,58	452,51	381,00	127,00	45,72	12,90	OK
	3X25	3,0	2,65	0,5	159,23	144,85	120,18	248,07	82,69	109,56	57,59	OK
	3X26	3,0	1,75	0,5	182,09	55,65	208,10	283,24	94,41	82,61	44,57	OK
	3X27	3,0	2,7	0,45	128,21	90,26	105,52	242,21	80,74	98,09	29,98	OK
	3X28	3,0	2,7	0,45	100,39	41,44	82,63	233,05	77,68	94,39	24,09	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	3Y2	3,0	1,33	0,45	129,89	107,63	217,03	286,81	95,60	57,22	37,92	OK
	3Y3	3,0	1,34	0,45	103,06	51,19	170,91	268,37	89,46	53,94	25,66	OK
	3Y4	3,0	2,03	0,45	185,78	55,79	203,37	281,35	93,78	85,67	24,60	OK
	3Y5	3,0	0,55	0,45	82,89	12,12	334,91	333,96	111,32	27,55	7,55	OK
	3Y7	3,0	1,2	0,45	112,94	18,92	209,15	283,66	94,55	51,06	11,99	OK
	3Y8	3,0	1,25	0,45	132,99	20,69	236,43	294,57	98,19	55,23	13,65	OK
	3Y9	3,0	1,25	0,45	43,75	49,29	77,78	231,11	77,04	43,33	25,71	OK
	3Y11	3,0	5,35	0,45	235,41	322,12	97,78	239,11	79,70	191,89	95,97	OK
	3Y12	3,0	2,35	0,45	204,12	62,25	193,02	277,21	92,40	97,72	22,32	OK
	3Y16	3,0	5,35	0,45	387,62	281,79	161,00	264,40	88,13	212,18	75,78	OK
	3Y17	3,0	3,4	0,45	301,83	85,40	197,27	278,91	92,97	142,24	27,77	OK
	3Y20	3,0	2,7	0,45	111,11	66,98	91,45	236,58	78,86	95,82	24,58	OK
	3Y21	3,0	1,8	0,45	254,57	34,76	314,29	325,71	108,57	87,94	14,32	OK
	3Y22	3,0	0,55	0,45	29,78	9,08	120,31	248,12	82,71	20,47	5,96	OK
	3Y23	3,0	4,5	0,45	401,51	213,88	198,28	279,31	93,10	188,53	76,94	OK
	3Y24	3,0	1,95	0,45	211,00	45,97	240,45	296,18	98,73	86,63	24,82	OK
	3Y25	3,0	1,5	0,45	78,63	25,40	116,48	246,59	82,20	55,48	13,69	OK
	3Y29	3,0	4,4	0,45	349,96	202,48	176,75	270,70	90,23	178,66	52,04	OK
	3Y30	3,0	1,15	0,45	46,18	48,03	89,23	235,69	78,56	40,66	28,30	OK
	3Y31	3,0	1,6	0,45	243,44	49,55	338,11	335,24	111,75	80,46	22,87	OK

Tab. 10.15. Verifiche a taglio dei setti della III elevazione.

QUARTA ELEVAZIONE												
	NUMERO	ALTEZZA (m)	LUNGHEZZA (m)	SPESSORE (m)	N _d (KN)	M _d (KNm)	σ _n (kN/mq)	f _{vk} (kN/mq)	f _{vd} (kN/mq)	V _t (kN)	V _d (kN)	VERIFICA
SETTI IN DIREZIONE X	4X2	2,6	2,22	0,45	89,61	37,01	89,70	235,88	78,63	78,55	19,94	OK
	4X4	2,6	2,15	0,45	205,87	58,67	212,78	285,11	95,04	91,95	20,03	OK
	4X5	2,6	1,85	0,45	17,76	62,19	21,33	208,53	69,51	57,87	30,62	OK
	4X6	2,6	0,65	0,45	18,26	13,57	62,42	224,97	74,99	21,93	9,20	OK
	4X7	2,6	0,73	0,45	16,14	8,82	49,14	219,65	73,22	24,05	5,51	OK
	4X8	2,6	1,3	0,5	82,50	37,09	126,92	250,77	83,59	54,33	27,39	OK
	4X9	2,6	1,3	0,5	124,88	27,83	192,12	276,85	92,28	59,98	14,76	OK
	4X10	2,6	1,7	0,45	74,15	21,53	96,93	238,77	79,59	60,89	9,75	OK
	4X11	2,6	1,7	0,45	23,32	18,49	30,48	212,19	70,73	54,11	2,29	OK
	4X12	2,6	2,32	0,45	74,74	48,36	71,59	228,64	76,21	79,57	8,48	OK
	4X13	2,6	1,05	0,45	15,88	37,01	33,62	213,45	71,15	33,62	21,30	OK
	4X14	2,6	2,1	0,6	168,11	83,84	133,42	253,37	84,46	106,41	16,56	OK
	4X15	2,6	0,73	0,6	23,10	22,27	52,73	221,09	73,70	32,28	13,70	OK
	4X16	2,6	1,75	0,45	55,78	19,27	70,83	228,33	76,11	59,94	13,75	OK
	4X17	2,6	1,75	0,45	106,39	23,55	135,10	254,04	84,68	66,69	6,62	OK
	4X18	2,6	1,83	0,5	95,57	31,55	104,45	241,78	80,59	73,74	9,63	OK
	4X19	2,6	1,83	0,5	25,84	30,75	28,24	211,30	70,43	64,45	3,48	OK
	4X20	2,6	1,73	0,5	52,89	33,09	61,14	224,46	74,82	64,72	26,75	OK
	4X21	2,6	0,65	0,45	52,38	18,07	179,08	271,63	90,54	26,48	11,95	OK
	4X22	2,6	2,17	0,45	68,68	75,91	70,33	228,13	76,04	74,26	45,04	OK
	4X23	2,6	1,58	0,45	66,98	51,28	94,20	237,68	79,23	56,33	27,97	OK
	4X24	2,6	0,8	0,45	75,00	20,99	208,33	283,33	94,44	34,00	14,04	OK
	4X25	2,6	2,65	0,5	84,32	69,96	63,63	225,45	75,15	99,58	28,99	OK
	4X26	2,6	1,75	0,5	92,22	30,62	105,39	242,16	80,72	70,63	12,56	OK
SETTI IN DIREZIONE Y	4Y2	2,6	1	0,45	96,51	19,31	214,47	285,79	95,26	42,87	7,13	OK
	4Y4	2,6	1,85	0,45	170,10	47,14	204,33	281,73	93,91	78,18	22,45	OK
	4Y5	2,6	0,55	0,45	51,22	11,16	206,95	282,78	94,26	23,33	7,76	OK
	4Y7	2,6	1,2	0,45	86,94	20,09	161,01	264,40	88,13	47,59	12,43	OK
	4Y11	2,6	5,35	0,45	57,56	266,31	23,91	209,56	69,85	168,17	87,10	OK
	4Y12	2,6	2,35	0,45	91,33	31,38	86,36	234,54	78,18	82,68	16,63	OK
	4Y16	2,6	5,35	0,45	225,54	181,97	93,68	237,47	79,16	190,57	31,75	OK
	4Y17	2,6	3,4	0,3	136,63	40,33	133,95	253,58	84,53	86,22	13,09	OK
	4Y20	2,6	2,7	0,3	67,50	37,87	83,34	233,33	77,78	63,00	25,90	OK
	4Y21	2,6	1,8	0,3	129,67	33,57	240,13	296,05	98,68	53,29	17,22	OK
	4Y22	2,6	0,55	0,3	16,78	5,44	101,72	240,69	80,23	13,24	4,21	OK
	4Y23	2,6	4,5	0,3	165,39	150,76	122,51	249,00	83,00	112,05	60,31	OK
	4Y24	2,6	1,05	0,45	46,81	40,68	99,07	239,63	79,88	37,74	22,78	OK
	4Y29	2,6	5,35	0,45	179,11	119,58	74,40	229,76	76,59	184,38	64,76	OK
	4Y31	2,6	2,15	0,45	121,27	50,76	125,34	250,14	83,38	80,67	26,66	OK

Tab. 10.16. Verifiche a taglio dei setti della IV elevazione.

10.4. VERIFICA DELLA SOTTOSTRUTTURA

Gli elementi della sottostruttura vengono verificati rispetto alle sollecitazioni ricavate dall'analisi (con spettro di progetto allo SLV diviso per un fattore $q = 1,0$), avendo incluso nel modello anche la sottostruttura (§ 7.10.6.2.1 delle NTC 2008). Nel caso in esame la sottostruttura è costituita da un doppio grigliato di travi di dimensione 1 m x 0,8 m, come già descritto nel predimensionamento.

Le sollecitazioni agenti vengono confrontate con le capacità ultime della sezione per la sollecitazione considerata, nel rispetto delle regole riportate nel § 7.4.4 delle NTC 2008.

Le armature longitudinali sono tali da rispettare i limiti imposti dalle NTC 2008 nel § 4.1.6.1.2. Nel seguito sono riportate le tabelle di verifica a presso-flessione e taglio della trave di fondazione più sollecitata ed è poi riportata l'armatura relativa alla trave stessa.

10.4.1. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

I momenti flettenti di calcolo da adottare per il dimensionamento delle armature longitudinali sono quelli derivanti dall'analisi dinamica lineare, considerando l'involuppo di tutte le combinazioni di carico definite per il modello. In questo modo si considera per ogni sezione la condizione più gravosa. Noto il momento sollecitante si determina l'area di armatura teorica necessaria:

$$A_{s,c} = \frac{M_{sd}}{0,9d f_{yd}}$$

Si determina il numero e il diametro dei ferri da inserire in zona tesa e quindi l'area effettiva di armatura in zona tesa. L'operazione si ripete due volte per ciascuna sezione (considerando il momento sollecitante che tende le fibre superiori, quindi quelle inferiori) in modo da ottenere l'armatura superiore ed inferiore della sezione. Il momento resistente si valuta per la sezione doppiamente armata con metodo iterativo.

La verifica dell'armatura tesa è legata anche alle limitazioni d'armatura previste al § 7.4.6.2.1 (limitazioni di armatura). In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico dell'armatura tesa ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{bh}$$

deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

L'azione sismica determina un'inversione dei momenti cosicché a seconda della direzione dell'azione entrambi i lembi della trave possono risultare tesi o compressi. Questo determina che il controllo da effettuare sull'armatura tesa debba essere effettuato considerando una volta l'armatura superiore tesa e quella inferiore compressa e una seconda volta l'armatura superiore compressa e quella inferiore tesa. Adottando come ferri correnti 4 ϕ 20 sia superiormente che inferiormente si soddisfa il limite inferiore di armatura in zona tesa. Nelle zone critiche della trave il

rapporto ρ_{comp}/ρ deve essere maggiore a 0,5. Questa condizione è sempre verificata in quanto agli appoggi le armature superiori e inferiori sono molto simili.

In *tabella 10.17*, si riporta sinteticamente il calcolo dell'armatura inferiore e superiore per le sezioni di appoggio e di mezzeria di tutti gli elementi della travata:

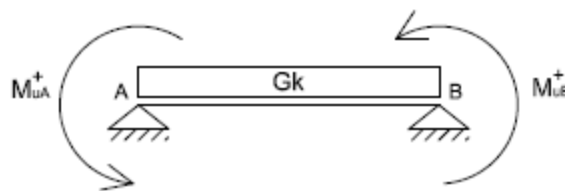
Elemento	Zona di calcolo		M_{sd} [kNm]	$A_{s,c}$ [mm ²]	Barre utilizzate	$A_{s,eff}$	M_{Rd}
2-6	Appoggio sinistro	Sup.	238.71	901	4 ϕ 20	1256	331
		inf.	-421.30	1595	6 ϕ 20	1884	-497
	Campata	Sup.	-493.14	1867	6 ϕ 20	1884	-497
		Inf.	328.74	1242	5 ϕ 20	1570	414
	Appoggio destro	Sup.	315.50	1193	5 ϕ 20	1570	414
		Inf.	-615.44	2330	8 ϕ 20	2512	-662
Elemento	Zona di calcolo		M_{sd} [kNm]	$A_{s,c}$ [mm ²]	Barre utilizzate	$A_{s,eff}$	M_{Rd}
6-10	Appoggio sinistro	Sup.	248.97	943	4 ϕ 20	1256	331
		inf.	-479.85	1814	7 ϕ 20	2198	-580
	Campata	Sup.	-424.00	1622	6 ϕ 20	1884	-497
		Inf.	225.16	886	4 ϕ 20	1256	331
	Appoggio destro	Sup.	239.04	905	4 ϕ 20	1256	331
		Inf.	-512.79	1940	7 ϕ 20	2198	-580

Tab. 10.17. Armatura e verifiche a pressoflessione della trave di fondazione più sollecitata.

10.4.2. VERIFICA A TAGLIO

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte e considerando due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi. Questo equivale ad assumere per ogni trave quattro possibili schemi di calcolo.

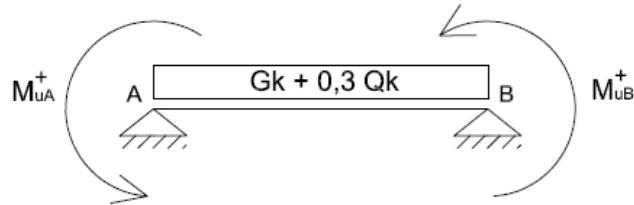
- Primo schema:



$$V_A = \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

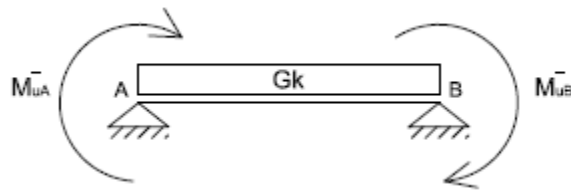
- Secondo schema:



$$V_A = \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3 \cdot Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3 \cdot Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

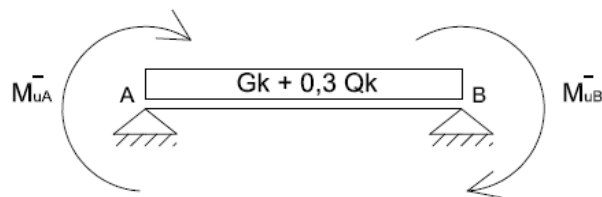
- Terzo schema:



$$V_A = \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$$

- Quarto schema:



$$V_A = \frac{M_{uA}^- + M_{uA}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3 \cdot Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \frac{M_{uA}^- + M_{uA}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3 \cdot Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

Per il calcolo si assume il valore massimo del taglio derivante dai quattro schemi. La resistenza a taglio offerta dall'armatura trasversale si valuta secondo la relazione (NTC 2008, § 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot \cot g \vartheta$$

dove A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale contata con il numero di bracci, s è il passo delle staffe e ϑ l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo nel modello a graticcio (per i limiti di normativa si assume $\cot g \vartheta = 2,5$ costante).

La resistenza a taglio offerta dal puntone compresso di calcestruzzo vale:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0,5 f_{cd} \cdot \cot g \vartheta / (1 + \cot g^2 \vartheta)$$

Con

b_w larghezza minima della sezione

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse; $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$; 1,25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < 0,5 f_{cd}$; $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} < f_{cd}$; dove σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione.

Si verifica che $V_{Rcd} > V_{Ed}$ in modo tale da assicurarci che la rottura non avvenga per rottura del calcestruzzo d'anima (meccanismo fragile) e si impone che:

$$V_{Rsd} = V_{Ed}$$

da cui si ricava il valore di $\frac{A_{sw}}{s}$, dove A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale (contata con il numero dei suoi bracci) e s è il passo delle staffe. Imponendo l'uguaglianza tra il taglio resistente e il taglio sollecitante si ottiene il valore massimo del passo s che consente la verifica.

La normativa antisismica obbliga l'utilizzo di staffe di contenimento nelle zone critiche (NTC 2008, § 7.4.6.2). In particolare prescrive che la prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;

- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Al di fuori delle zone critiche, per il passo delle staffe, si adottano i seguenti limiti di normativa (NTC 2008 § 4.1.8.2.2):

- Tre staffe al metro;
- 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In *tabella 10.18* sono riportati i valori delle grandezze fin qui definite:

Trave	Appoggio	V_{calc} [kN]	V_{Rcd} [kN]	ϕ	A_{sw} (mm ²)	S_{min} (mm)	S_{ad} (cm)
2-6	Sinistro	238.62	1914.02	10	157.0	120	10
	Destro	316.37	1914.02	10	157.0	120	10
6-10	Sinistro	383.91	1914.02	10	157.0	120	10
	Destro	255.17	1914.02	10	157.0	120	10

Tab. 10.18. Armatura e verifiche a taglio della trave di fondazione più sollecitata.

Per quanto riguarda i tratti di trave al di fuori della zona critica si adotta un passo per le staffe pari a 20 cm.

10.5. PROCEDURA DI INSERIMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO ALLA BASE

La procedura di inserimento del sistema di isolamento è basata sulla tecnica della scucitura per conci, modificata al fine di minimizzare i rischi associati a tale lavorazione. E' stata prevista la realizzazione di due cordoli in breccia secondo le fasi di seguito descritte (*fig. 10.2.*):

- Asportazione di una porzione interna del setto murario (20 cm x 40 cm);
- Realizzazione di due fori ϕ 16/20;
- Inserimento di barre longitudinali correnti inferiori e superiori ed alloggio delle armature trasversali nei fori;
- Applicazione di foglio in polistirolo come cassaforma e getto di calcestruzzo caratterizzato da lavorabilità S5;
- Esecuzione della fase a. nella parte esterna del setto, inserimento di barre correnti inferiori e superiori, piegatura delle barre trasversali e getto del cordolo esterno;

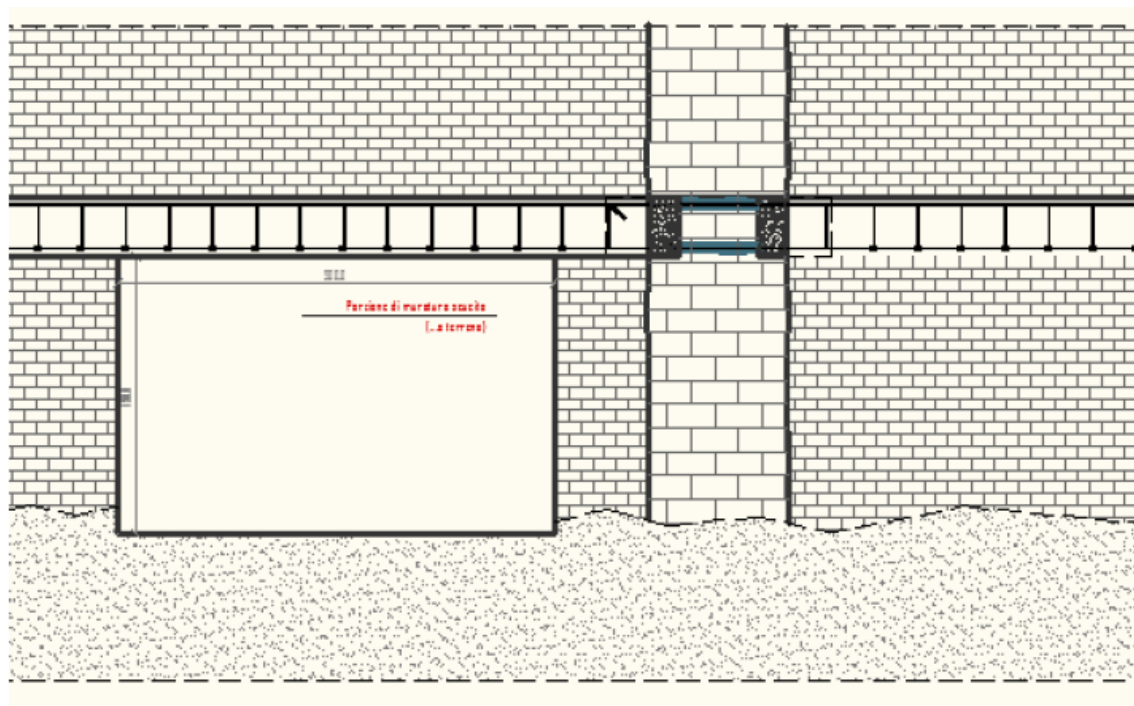


Fig. 10.3. Dimensioni del concio eliminato, SALVATORI A., PEDICONE D., (2011). Applicazione delle tecniche di isolamento sismico ad edifici in muratura: il caso di edifici danneggiati dal sisma del 6 Aprile 2009 a L'Aquila).

- g. Inserimento di gabbie di armatura preventivamente costituite e getto del cordolo superiore per conci che inglobi i due preventivamente costituiti;
- h. Getto per conci del cordolo inferiore (o trave di fondazione) (fig. 10.4.);

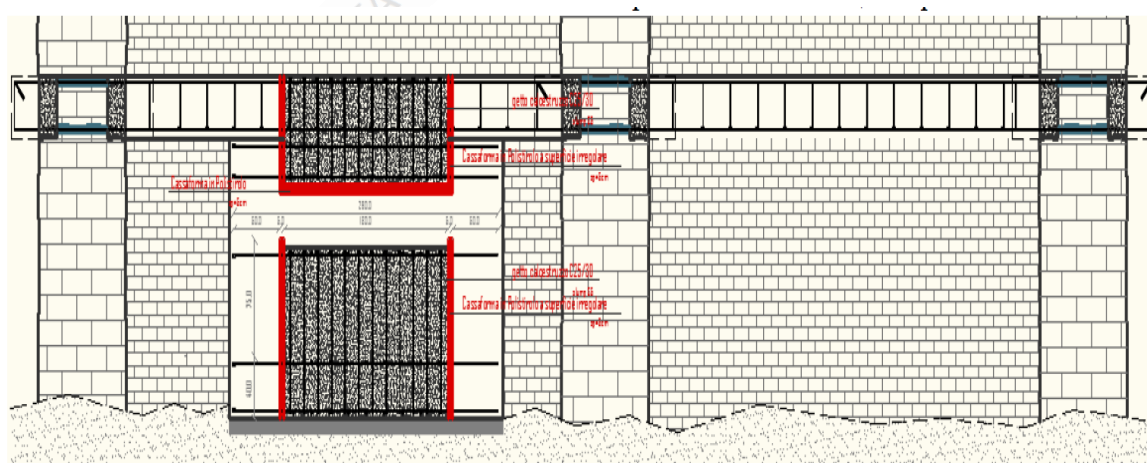


Fig. 10.4. Realizzazione delle due strutture di fondazione, (SALVATORI A., PEDICONE D., (2011). Applicazione delle tecniche di isolamento sismico ad edifici in muratura: il caso di edifici danneggiati dal sisma del 6 Aprile 2009 a L'Aquila).

- i. E' quindi possibile inserire gli isolatori nella posizione desiderata, completando il sistema (fig. 10.5.).

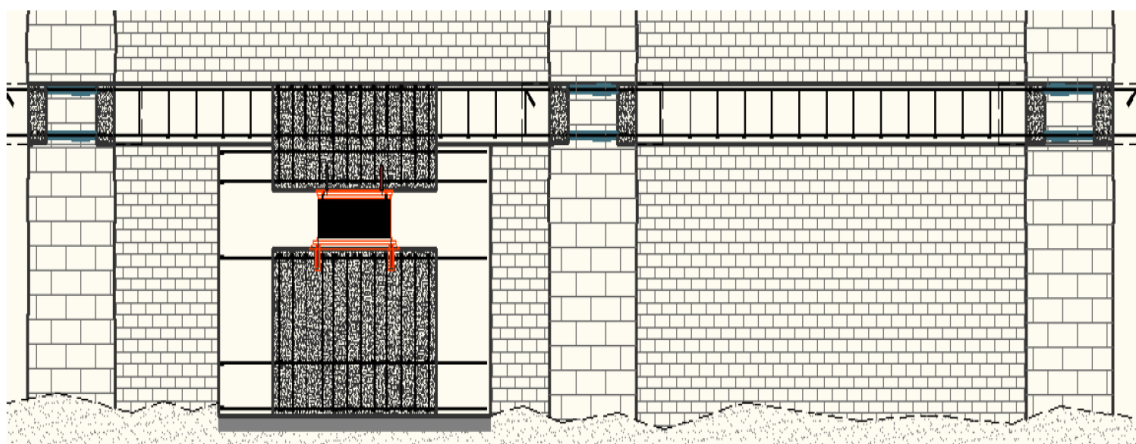


Fig. 10.5. Inserimento degli isolatori, (SALVATORI A., PEDICONE D., (2011). Applicazione delle tecniche di isolamento sismico ad edifici in muratura: il caso di edifici danneggiati dal sisma del 6 Aprile 2009 a L'Aquila).

Per disconnettere la struttura dal terreno circostante, viene realizzato, prima di iniziare l'intervento di inserimento degli isolatori uno sbancamento del terreno ("scannafosso") per una larghezza di 2 m e un'altezza di 2,50 m. Successivamente si realizza un muro di contenimento in calcestruzzo armato dal quale si realizza a sbalzo un marciapiede che colleghi la struttura al terreno circostante. In questo modo l'intercapedine ottenuta al di fuori dei setti perimetrali consente di facilitare le lavorazioni sulla muratura descritte nel precedente paragrafo tra le quali il taglio della stessa, la realizzazione dei due grigliati di fondazione e l'inserimento degli isolatori. Inoltre tale intercapedine viene utilizzata anche per interventi futuri sul sistema di isolamento, quali manutenzione di tipo ordinario e sostituzione dei dispositivi. Nella realizzazione del solaio a sbalzo dal muro di contenimento, si deve tenere in conto il fatto che la struttura deve restare disconnessa dalle strutture circostanti non isolate, tra le quali il muro stesso e il terreno. E' necessario quindi realizzare un giunto tra il marciapiede e la struttura di dimensioni quantificabili in 300 mm, maggiore rispetto allo spostamento massimo della struttura quantificato in 250 mm. In *tavola 1* sono presenti la carpenteria delle fondazioni, particolari e sezioni dello scannafosso e degli isolatori.

10.6. GIUNTI E CONNESSIONI NON STRUTTURALI

Ai fini di un corretto dimensionamento del sistema di isolamento e per evitare danni per urto tra la sovrastruttura isolata e parti non isolate della stessa strutture o strutture adiacenti, è necessario che la struttura possa muoversi liberamente fino ai massimi spostamenti previsti allo SLC (§ 7.10.4.4 delle NTC 2008). Inoltre, gli ampi movimenti previsti alla base debbono essere tali da non pregiudicare la funzionalità degli impianti, per rottura delle connessioni tra la sovrastruttura, isolata, e la

sottostruttura, per l'azione sismica di verifica dello SLD, o SLV per costruzioni di classe IV, o creare condizioni di pericolo per le tubazioni che trasportano fluidi pericolosi, in particolare gas, per l'azione sismica di verifica dello SLC.

10.6.1. STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

Gli spostamenti minimi che le connessioni degli impianti non pericolosi (acqua, fognature, elettricità, coprigiunti, etc.) tra la sottostruttura o il terreno e la sovrastruttura debbono essere in grado di sopportare senza danni potranno essere valutati con riferimento all'azione valida per lo SLD, a condizione che tali connessioni non siano in grado di esercitare forze significative per spostamenti superiori a quelli di progetto. Essi, inoltre, andrebbero valutati in corrispondenza della posizione in cui è posta la specifica connessione, tenendo conto degli effetti torsionali d'insieme. In mancanza di precise informazioni, e in via semplificativa, gli spostamenti per la verifica allo SLD possono ottenersi considerando lo spostamento massimo del sistema di isolamento prodotto dall'azione di progetto allo SLD, tenuto conto degli effetti torsionali globali. Tale calcolo non è stato esplicitamente svolto in precedenza, essendo la verifica del sistema di isolamento svolta direttamente allo SLC. Tuttavia, sono stati calcolati gli spostamenti prodotti dall'azione di progetto allo SLD sul sistema di isolamento, analogamente a quanto fatto per la verifica allo SLC, e quindi tenendo conto anche degli effetti torsionali è stato desunto uno spostamento massimo pari a 70 mm.

Peraltro, è consigliabile sovradimensionare decisamente la capacità di spostamento delle connessioni impiantistiche al livello di isolamento, almeno per quelle il cui sovraccosto è accettabile, portandole ai valori previsti per lo SLV. Si ottiene così la protezione integrale dell'edificio nella sua piena funzionalità fino ad azioni sismiche di intensità pari a quelle normalmente previste per lo stato limite ultimo delle strutture ordinarie.

10.6.2. STATO LIMITE DI COLLASSO (SLC)

Nel caso in esame sono previsti giunti di separazione solamente tra la sovrastruttura ed il muro di contenimento che circonda l'edificio. L'ampiezza dei giunti di separazione dovrà essere almeno pari al massimo spostamento ottenuto con lo spettro di progetto allo SLC.

Considerando gli spostamenti prodotti dall'azione di progetto allo SLC sul sistema di isolamento, e quindi tenendo conto degli effetti torsionali, è stato desunto uno spostamento massimo pari a 248 mm. In definitiva, si assume un'ampiezza pari a 300 mm.

Per quanto riguarda i tubi per la fornitura del gas o che trasportano altri fluidi pericolosi, lo spostamento da considerare è il massimo che si ottiene in una qualsiasi direzione, e andrebbe valutato in corrispondenza dei punti di passaggio dalla struttura fissa a quella isolata. In assenza di tale informazione è opportuno porsi nella condizione più restrittiva, e pertanto assumere il valore calcolato per i dispositivi.

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

CAPITOLO 11

CONCLUSIONI

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

Nel presente lavoro sono state illustrate tecniche volte al recupero di una struttura in muratura fortemente danneggiata dal sisma del 6 Aprile 2009. Appare evidente come la struttura sia stata danneggiata in modo non uniforme soprattutto a causa della diversità dei materiali costruttivi utilizzati e della non regolarità geometrica in pianta ed in elevazione. Inoltre non risultano rispettati dettagli costruttivi necessari per una costruzione in muratura in zona sismica, quali la presenza di bucatore non allineate, bucatore troppo vicine ai cantonali del fabbricato e assenza di rete elettrosaldata o di elementi in grado di conferire elasticità e confinamento ai pannelli murari.

L'intervento sulla struttura è stato articolato in tre fasi successive: una prima attraverso la quale si è intervenuti per riparare i danni arrecati all'edificio, una seconda volta al miglioramento sismico della struttura e una terza volta all'adeguamento sismico della stessa.

In particolare nella prima fase si è intervenuti sulla struttura soprattutto attraverso la tecnica della scucitura-cucitura per riparare tutte le lesioni sui pannelli murari. Nella seconda fase è stato conseguito un miglioramento sismico attraverso l'applicazione dell'intonaco armato, realizzato utilizzando una rete in materiale composito *FRP* anziché la tecnica classica che prevede rete elettrosaldata. Successivamente sono stati realizzati setti in grado di rendere la struttura regolare in elevazione e garantire continuità strutturale. Dopo il miglioramento sismico appena descritto, la struttura è in grado di sostenere un'accelerazione imposta alla base di circa $0,95 \text{ m/s}^2$. Una tale accelerazione risulta circa 4 volte inferiore a quella alla quale la struttura è sottoposta secondo lo spettro di progetto previsto.

Si rende quindi necessario l'utilizzo di una tecnica in grado di abbattere le accelerazioni sulla struttura per far sì che essa si trovi in campo elastico anche per la massima sollecitazione prevista. Si ottiene quindi l'adeguamento sismico attraverso l'utilizzo dell'isolamento sismico alla base, che prevede l'utilizzo di isolatori elastomerici e di isolatori a scorrimento. Si procede quindi alla realizzazione di due grigliati di travi di fondazione in calcestruzzo armato, che sostituiscono la fondazione esistente, tra le quali si colloca il sistema di isolamento.

Si può quindi concludere che la tecnica dell'isolamento sismico alla base risulta l'unica in grado di garantire l'adeguamento sismico di una struttura che risulta non solo fortemente vulnerabile nei confronti del sisma di progetto, ma già pesantemente danneggiata. Una tale tecnica di intervento, associata agli interventi precedentemente descritti, risulta economicamente meno conveniente rispetto all'abbattimento e alla ricostruzione della struttura. Tuttavia, la tecnica utilizzata è in grado di garantire protezione nei confronti di eventi sismici futuri, a differenza di qualsiasi altro tipo di intervento.

BIBLIOGRAFIA

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DEL TESTO

- APPLICAZIONE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - Circolare Ministeriale 2/02/2009 n. 617.
- CALCOLO STRUTTURE IN MURATURA CON 3MURI - Parte 1-6 - Manuale, scaricabile dal sito www.stadata.com
- CALIO' I., GRECO A., INTELISANO M., (2011). Analisi pushover multimodali: applicazioni ad un edificio irregolare in c.a., scaricabile dal sito internet www.cerfis.it
- CORONETTA D., PARIS M., SULPIZIO F., (2010). Caratterizzazione geotecnica di alcuni siti in area aquilana ai fini della ricostruzione.
- COSENZA E., DE RISI B., DI SARNO L., MASCOLO C., PECCE M., (2007). Isolamento sismico di una struttura ospedaliera, scaricabile dal sito www.cerfis.it
- COSENZA E., MADDALONI G., MAGLIULO G., PECCE M., RAMASCO R., (2007). Progetto antisismico di edifici in cemento armato, terza edizione - IUSS PRESS
- DOLCE M., PONZO F. C., DI CESARE A., ARLEO G., (2010). Progetto di edifici con isolamento sismico, seconda edizione - IUSS Press.
- FIP INDUSTRIALE ISOLATORI ELASTOMERICI SERIE SI - Scheda tecnica scaricabile dal sito http://www.fip-group.it/fip_ind/prodotti.html
- FIP INDUSTRIALE STRUCTURAL BEARINGS VASOFLOX SERIES - Scheda tecnica scaricabile dal sito http://www.fip-group.it/fip_ind/prodotti.html
- MANFREDI G., MASI A., PINHO R., VERDERAME G., VONA M., (2007). Valutazione degli edifici esistenti in Cemento Armato - IUSS Press.
- NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - Decreto Ministero delle Infrastrutture 14/01/2008, pubblicato su S.O. n.30 alla G.U. 4/02/2008 n.29.
- NUTI C., ALBANESI T., Analisi statica non lineare - Università degli Studi di Roma Tre - Dipartimento di Strutture.
- ORDINANZA PRESIDENTE CONSIGLIO DEI MINISTRI n. 3274 del 20/03/2003- Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- ORDINANZA PRESIDENTE CONSIGLIO DEI MINISTRI n. 3431 del 3/05/2005- Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003.

PETRINI L., PINHO R., CALVI G. M., (2006). Criteri di progettazione antisismica degli edifici, terza edizione – IUSS Press.

REGIONE MOLISE – PRESIDENTE DELLA REGIONE MOLISE – Decreto n. 10 del 25/01/2006 – Analisi delle principali tecniche di intervento e limiti della loro applicabilità – Parte prima.

RINFORZO DI MURATURE CON SISTEMA FIBREBUILD, MODALITA' DI POSA:
www.fibrenet.it/docs2/contenuti/comune/modalità%20posa%20nuove%20ok/posa%20murature.pdf

RINFORZO DI MURATURE ESISTENTI CON INTONACO E RETE GFRP:
[www.fibrenet.it/docs2/contenuti/comune/imp%20Gattesco_structural164%20\(3\).pdf](http://www.fibrenet.it/docs2/contenuti/comune/imp%20Gattesco_structural164%20(3).pdf)

SALVATORI A., PEDICONE D., (2011). Applicazione delle tecniche di isolamento sismico ad edifici in muratura: il caso di edifici danneggiati dal sisma del 6 Aprile 2009 a L'Aquila, scaricabile dal sito internet www.cerfis.it

SCHEDA TECNICA RETE IN FRP MAGLIA 33X33-3 scaricabile dal sito internet www.fibrenet.it/fibrenet2/index.jsp?idPagina=60

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE, ANCHE PARZIALE, DI QUESTO