



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in **Ingegneria Civile**

Influenza delle tamponature sulla risposta sismica degli edifici con controventi viscosi: il caso studio del Collegio Universitario Fazzini

Influence of infill panels on the seismic response of buildings equipped with viscous bracing: the case study of the Fazzini University College

Relatore: Chiar.ma

Prof. **Laura Ragni**

Correlatore: Chiar.ma

Ing. **Laura Gioiella**

Tesi di Laurea di:

Marco Tosi

A.A. 2020 / 2021

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	5
2. I SISTEMI DI DISSIPAZIONE O DI CONTROLLO PASSIVO DEGLI EDIFICI	7
2.1. DISPOSITIVI VISCOSI E VISCOELASTICI	9
2.1.1. Dispositivi viscosi o fluido-viscosi.....	10
2.1.2. Dispositivi viscoelastici	12
2.2. DISPOSITIVI ISTERETICI.....	13
2.2.1. Dispositivi attritivi o rigido-plastici.....	14
2.2.2. Dispositivi elasto-plastici ed elasto-plastici incrudenti	15
2.3. CONFIGURAZIONI DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI.....	17
2.3.1. Configurazioni interne	17
2.3.2. Configurazioni esterne	19
2.4. QUADRO NORMATIVO	20
3. I SISTEMI DI DISSIPAZIONE VISCOSI O FLUIDO- VISCOSI	21
3.1. GENERALITA'	21
3.2. LEGAME COSTITUTIVO.....	23
3.2.1. Dispositivi viscosi lineari: modello ad un elemento	24
3.2.2. Dispositivi viscosi non lineari: modello ad un elemento	25
3.2.3. Dispositivi viscosi: modello di Maxwell	26
3.2.4. Deformabilità dei collegamenti.....	28
3.3. INFLUENZA SULLA RISPOSTA DINAMICA.....	30
3.4. SISTEMI DISSIPATIVI VISCOSI ESTERNI.....	33
3.4.1. Tipologie e caratteristiche dei sistemi viscosi esterni	33
3.4.2. Progettazione degli smorzatori viscosi.....	35
4. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO: IL “COLLEGIO UNIVERSITARIO FAZZINI”	38
4.1. INQUADRAMENTO NORMATIVO	39
4.2. PERCORSO DI CONOSCENZA EFFETTUATO.....	44
4.2.1. Analisi storico-critica.....	44
4.2.2. Progetto della campagna sperimentale di prove.....	44
4.2.3. Rilievo geometrico e dettagli costruttivi	49
4.2.4. Indagini in situ	62

4.2.5.	Risultati delle indagini in situ sugli elementi verticali	76
4.2.6.	Prove di laboratorio	86
4.2.7.	Determinazione delle caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ed acciaio in base ai risultati delle prove in situ ed in laboratorio	89
4.2.8.	Livello di conoscenza.....	92
4.2.9.	Danno sismico rilevato	93
4.3.	PROGETTO SIMULATO	99
4.3.1.	Modellazione strutturale.....	99
4.3.2.	Analisi modale	105
4.3.3.	Analisi dei carichi	105
4.3.4.	Condizioni di carico	117
4.3.5.	Progetto e verifica delle pilastrate	118
4.3.6.	Progetto e verifica delle travi REP	127
4.3.7.	Progetto dei travetti di solaio	161
4.4.	MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE.....	166
4.4.1.	Analisi dei carichi conforme alle NTC 2018	166
4.4.2.	Combinazioni delle azioni conformi alle NTC 2018.....	168
4.4.3.	Modellazione a telaio equivalente	169
4.4.4.	Inserimento delle armature negli elementi strutturali.....	174
4.4.5.	Analisi statica non lineare.....	174
4.4.6.	Non linearità meccaniche.....	175
4.4.7.	Modello a plasticità concentrata	176
4.5.	VALUTAZIONE DELL'INFLUENZA DELLE TRAVI NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI.....	180
4.6.	APPROFONDIMENTI DI MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI DEI NUCLEI ASCENSORI	183
4.6.1.	Indagine geologica	183
4.6.2.	Modellazione del terreno alla Winkler.....	185
4.6.3.	Modellazione delle fosse dei nuclei ascensori.....	186
4.6.4.	Valutazione dell'influenza delle fosse ascensori nei confronti delle azioni orizzontali	188
4.7.	MODELLAZIONE DELLE TAMPONATURE	191
4.7.1.	Modellazione a puntoni equivalenti: Decanini et al. (2004)	191
4.7.2.	Influenza delle aperture: Decanini et al. (2014)	195
4.7.3.	Le tamponature del Collegio Fazzini: puntoni equivalenti	198
4.7.4.	Modello con puntoni equivalenti: analisi modale.....	204

4.7.5.	Valutazione dell'influenza delle tamponature nei confronti delle azioni orizzontali.....	205
4.7.6.	Modello con tamponature a shell	208
4.8.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' E PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO	210
4.8.1.	Modello definitivo	210
4.8.2.	Analisi statica non lineare	210
4.8.3.	Metodo A	218
4.8.4.	Confronto capacità-domanda	222
4.8.5.	Predimensionamento del sistema di dissipazione	226
4.9.	PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI DISSIPAZIONE: ANALISI DINAMICA NON LINEARE	230
4.9.1.	Analisi dinamica non lineare e modellazione del sistema di dissipazione	230
4.9.2.	Storie temporali del moto del terreno	232
4.9.3.	Progettazione del sistema di dissipazione	237
4.9.4.	Analisi dinamica non lineare con 7 accelerogrammi SLD e 7 accelerogrammi SLC	251
4.10.	INTERVENTO DI SOSTITUZIONE DELLE TAMPONATURE.....	258
4.10.1.	Analisi statica non lineare	258
4.10.2.	Analisi dinamica non lineare	263
4.11.	SOSTITUZIONE DEI NUCLEI ASCENSORI ESISTENTI CON NUCLEI ASCENSORI AUTOPORTANTI	264
4.11.1.	Analisi modale	264
4.11.2.	Analisi statica non lineare	265
4.11.3.	Analisi dinamica non lineare	274
5.	CONCLUSIONI.....	284
6.	BIBLIOGRAFIA	286
7.	RINGRAZIAMENTI.....	288

1. INTRODUZIONE

Il presente elaborato tratta la protezione sismica di edifici esistenti in cemento armato mediante l'ausilio di sistemi di dissipazione di energia, detti anche sistemi di controllo passivo delle costruzioni.

Si tratta di sistemi avanzati che permettono il raggiungimento di livelli di protezione maggiori rispetto a quelli conseguibili attraverso la progettazione di interventi di rinforzo convenzionale, basata esclusivamente sui criteri di rigidità e resistenza. Attraverso queste tecnologie avanzate è infatti perseguibile l'obiettivo di ridurre al minimo il danneggiamento della struttura nel suo complesso. In particolare, si possono distinguere due famiglie: i sistemi di isolamento sismico ed i sistemi di dissipazione di energia. I primi permettono di ridurre la potenza in ingresso dovuta ad eventi sismici, grazie ad una vera e propria disconnessione dell'edificio dal terreno realizzata mediante un sistema di isolamento costituito da dispositivi chiamati isolatori. In questo modo la struttura si comporta quasi come un corpo rigido e trasla al di sopra del sistema di isolamento durante un sisma. I secondi, invece, considerati in questo elaborato di tesi, apportano un contributo di dissipazione esterno per effetto di particolari dispositivi chiamati dissipatori. L'energia in ingresso durante un evento sismico non viene ridotta, ma semplicemente il sistema di controllo passivo dissipa energia al posto della struttura. Questo permette di ridurre, od eliminare del tutto, la dissipazione da parte della struttura e quindi il danneggiamento dell'edificio. I dispositivi di dissipazione possono dissipare energia mediante meccanismi diversi. I più utilizzati si basano su meccanismi legati alla velocità (dissipatori viscosi e viscoelastici) oppure allo spostamento (dissipatori isteretici). Tra questi, nel presente elaborato di tesi si sono analizzati nel dettaglio i dispositivi viscosi che dissipano energia proporzionalmente alla velocità con cui i due punti estremi dello smorzatore si avvicinano od allontanano per effetto del moto indotto dal sisma. Gli smorzatori viscosi possono avere un comportamento lineare, se la forza dissipata è direttamente proporzionale alla velocità di deformazione, oppure non lineare, se la forza dissipata è proporzionale ad un esponente della velocità. Il dispositivo lineare presenta come unico parametro progettuale la costante viscosa che lega la forza alla velocità; mentre il dispositivo non lineare è caratterizzato da un ulteriore parametro, cioè l'esponente della velocità. In generale, un dissipatore non lineare ha una capacità dissipativa migliore, proprio grazie all'esponente della velocità di deformazione.

Al giorno d'oggi, i sistemi di dissipazione sono molto impiegati nell'adeguamento sismico di edifici esistenti, grazie alla loro versatilità, all'esistenza di tipologie idonee a diversi casi ed anche alla facilità di installazione. Naturalmente, se necessario, parallelamente all'installazione di tali sistemi occorre rinforzare il sistema strutturale esistente, in modo particolare nei punti di connessione tra il sistema di dissipazione e l'edificio. Le soluzioni più classiche prevedono la realizzazione di controventi dissipativi all'interno delle maglie del sistema strutturale esistente, perciò l'intervento richiede l'interruzione d'uso e di funzionalità dell'edificio stesso. Sempre più frequente, oggi, è la progettazione di sistemi di dissipazione totalmente esterni alla costruzione esistente e

collegati ad essa a livello di piano. Si tratta di vere e proprie strutture esterne rigide, generalmente costituite o da sistemi reticolari in acciaio o da setti in calcestruzzo armato, dotate di fondazione propria e caratterizzate da dispositivi viscosi. In funzione della disposizione dei dissipatori, tali sistemi si distinguono in tre tipologie: smorzatori che lavorano per spostamenti di piano, smorzatori che si attivano per spostamenti di interpiano e smorzatori che si attivano per effetto del movimento oscillatorio alla base della struttura rigida esterna. I sistemi esterni stanno trovando largo impiego perché, essendo realizzati esternamente appunto, non richiedono l'interruzione d'uso dell'edificio e l'interferenza con il sistema strutturale esistente è ridotta al minimo.

Nel dettaglio il presente elaborato si concentra sull'analisi di un caso studio, il "Collegio Universitario Fazzini", costituito da un edificio esistente a telaio in c.a., sito nel comune di Camerino (MC) e danneggiato dagli eventi sismici dell'ottobre del 2016. L'edificio oltre ad essere danneggiato mostra anche un indice di vulnerabilità elevato a causa di alcune carenze strutturali, quali l'utilizzo di travi REP in una direzione e la completa assenza di esse nella direzione perpendicolare. In generale l'edificio, quindi, risulta molto deformabile con resistenza e duttilità limitate. Tuttavia, la presenza di tamponature in laterizio e di vani ascensori in c.a. possono costituire elementi importanti nella risposta sismica dell'edificio che vanno adeguatamente analizzati. A tal fine, dopo alcuni approfondimenti sulla fase di conoscenza dell'edificio ed il progetto simulato dei principali elementi strutturali, la prima parte della tesi è dedicata alla definizione del modello strutturale comprensivo sia delle tamponature che dei setti in c.a. Tutti gli elementi sono modellati tramite opportuni modelli non lineari al fine di riprodurre nel modo più dettagliato possibile la risposta post-elastica dell'edificio.

Nella seconda parte della tesi è affrontata invece la questione della progettazione del sistema di dissipazione esterno, basato sull'utilizzo di dissipatori viscosi di piano contrastati da una struttura rigida, con l'obiettivo di adeguare sismicamente l'edificio evitando danni importanti fino alla Stato Limite di Collasso (SLC). Data la complessità dell'intervento, la progettazione è stata eseguita sia tramite analisi spettrali semplificate sia attraverso analisi dinamiche non lineari basate sull'utilizzo di accelerogrammi compatibili con la sismicità del sito.

2. I SISTEMI DI DISSIPAZIONE O DI CONTROLLO PASSIVO DEGLI EDIFICI

La progettazione convenzionale di edifici si basa fundamentalmente sui concetti di rigidezza, resistenza e duttilità.

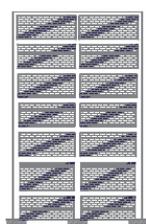
La rigidezza è la capacità dell'edificio di contenere spostamenti in campo elastico. Attraverso un opportuno dimensionamento degli elementi strutturali, travi e pilastri, si attribuisce alla struttura una rigidezza tale da limitare i danni agli elementi non strutturali, quali tamponature ed impianti. Infatti, per i sismi di bassa entità l'edificio deve essere sufficientemente rigido proprio per evitare il danneggiamento di questi elementi.

Resistenza e duttilità sono legate tra loro grazie alla sovrarresistenza. La resistenza è la massima forza, in termini di taglio alla base, che l'edificio può sopportare rimanendo in campo elastico. La duttilità è la capacità della struttura di deformarsi in campo plastico, cioè di sostenere spostamenti senza eccessiva perdita di resistenza. Essa è definita dal rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite elastico. Perciò si definisce sovrarresistenza il rapporto tra le forze a rottura ed al limite elastico, in termini sempre di taglio alla base.

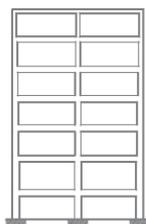
Grazie al rispetto delle regole del "capacity design", o gerarchia delle resistenze, resistenza e duttilità concorrono all'attivazione di un comportamento duttile globale, impedendo l'insorgere di meccanismi di collasso locale. Infatti, per i sismi di rara intensità, l'edificio ha un comportamento duttile globale se il danneggiamento degli elementi non strutturali e strutturali è progressivo ed interessa la struttura nel suo complesso.

Generalmente la progettazione convenzionale permette di distribuire il danneggiamento dell'edificio in tre fasi, come illustrato in *Figura 2.1*, in base all'entità degli eventi sismici:

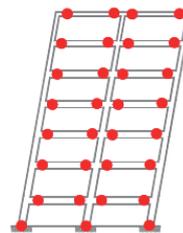
- Per sismi corrispondenti agli stati limite di esercizio, SLO e SLD, l'edificio si mantiene integro e ripartisce le azioni tra struttura ed elementi non strutturali (Fase 1);
- Per sismi corrispondenti agli stati limite SLD e SLV, l'edificio risponde con un danneggiamento progressivo degli elementi non strutturali (Fase 2);
- Per sismi corrispondenti agli stati limite ultimi, SLV e SLC, l'edificio attiva un meccanismo globale che coinvolge gli elementi strutturali e non strutturali, senza crolli (Fase 3).



FASE 1 (SLO-SLD)



FASE 2 (SLD-SLV)



FASE 3 (SLV-SLC)

*Figura 2.1.
Danneggiamento
dell'edificio in base
all'intensità degli
eventi sismici.*

La progettazione convenzionale presenta dei limiti nel raggiungimento di livelli prestazionali elevati. Ad esempio, gli edifici in classe d'uso III e IV, di cui fanno parte rispettivamente costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi e costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, contengono spesso impianti e macchinari sensibili alle accelerazioni di piano. Basta pensare ad un ospedale. Come sappiamo, le NTC 2018 prevedono per gli impianti le verifiche di funzionalità allo SLO e di stabilità allo SLV. Tramite la progettazione convenzionale, risulta difficile garantire livelli di sicurezza maggiori quali la funzionalità allo SLD o meglio ancora allo SLV.

Il raggiungimento di elevate prestazioni è possibile tramite una progettazione più sofisticata che prevede l'impiego di sistemi avanzati per la protezione sismica delle costruzioni: i sistemi di isolamento alla base ed i sistemi di dissipazione di energia. Essi hanno un obiettivo comune: ridurre al minimo, od eliminare del tutto, il danneggiamento della struttura.

I sistemi di isolamento alla base riducono la potenza in ingresso in un edificio durante un fenomeno sismico, grazie a dispositivi chiamati isolatori. Gli isolatori compongono il sistema di isolamento che generalmente è posizionato tra fondazione e sovrastruttura. L'edificio risulta a tutti gli effetti disaccoppiato dal moto del terreno e, durante un sisma, trasla circa come un corpo rigido al di sopra del sistema di isolamento.

I sistemi di dissipazione o di controllo passivo – trattati nel dettaglio di seguito – incrementano la dissipazione di energia mediante l'inserimento di dispositivi di natura viscosa oppure isteretica. Perciò la dissipazione di energia, dovuta ad un evento sismico, spetta al sistema di controllo passivo.

I sistemi di dissipazione sfruttano le caratteristiche di particolari dispositivi, chiamati dissipatori, al fine di incrementare la dissipazione di energia e ridurre il danneggiamento della struttura.

Durante un evento sismico, la potenza in ingresso W_I in un edificio si scompone in energia potenziale e potenza dissipata.

$$\dot{K} + W_{dv} + \dot{E} + W_{dp} + W_{d,e} = W_I$$

L'energia potenziale interna all'edificio, dato che il moto indotto dal sisma è di tipo oscillatorio, si trasforma continuamente da elastica \dot{K} a cinetica \dot{E} , e viceversa. L'energia elastica è direttamente proporzionale allo spostamento della struttura, per cui è massima quando la deformazione è massima. L'energia cinetica, invece, è direttamente proporzionale alla velocità.

La potenza dissipata è data dalla somma di tre contributi:

- Dissipazione viscosa dell'edificio W_{dv} , dovuta ad esempio all'attrito struttura-non struttura e alla microfessurazione del calcestruzzo;
- Dissipazione plastica dell'edificio W_{dp} , dovuta alle plasticizzazioni degli elementi strutturali;
- Dissipazione aggiuntiva $W_{d,e}$ mediante dispositivi extra-strutturali o di controllo o, più semplicemente, dissipatori.

I sistemi di dissipazione permettono di ridurre l'energia potenziale $\dot{K} + \dot{E}$, la dissipazione viscosa dell'edificio e la dissipazione plastica dell'edificio grazie all'aggiunta di dissipazione esterna.

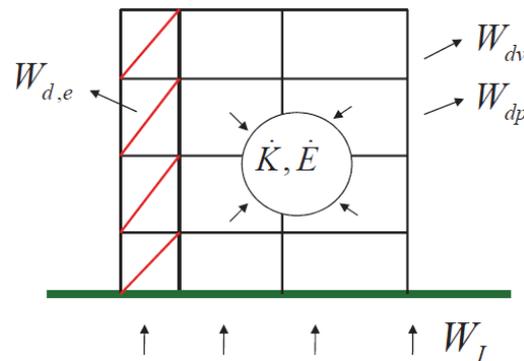


Figura 2.2. Energia in ingresso ed energia dissipata durante un evento sismico.

I dispositivi impiegati nei sistemi di dissipazione si distinguono in due categorie: quelli basati su meccanismi dissipativi legati alla velocità (viscosi e viscoelastici) e quelli basati su meccanismi dissipativi legati agli spostamenti (isteretici).

2.1. DISPOSITIVI VISCOSI E VISCOELASTICI

I dispositivi viscosi e viscoelastici dissipano energia per effetto di meccanismi legati alla velocità: la forza reattiva F_d è proporzionale alla velocità di deformazione $\dot{x}(t)$. Essi si basano su un meccanismo che può essere schematizzato come in Figura 2.3. Per i dispositivi viscosi o fluido-viscosi si distinguono il modello viscoso di Newton (Figura 2.3-a) ed il modello viscoso di Maxwell (Figura 2.3-b). Mentre, i dispositivi viscoelastici

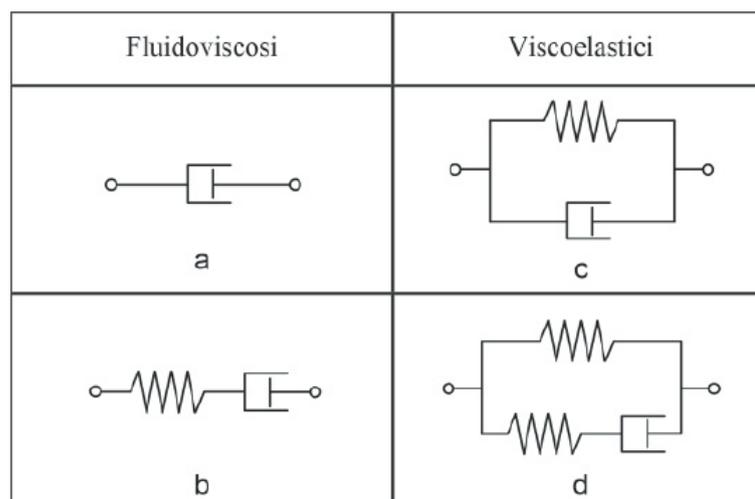


Figura 2.3. Modelli di dissipatori viscosi e viscoelastici (Franco Braga, Federica Buttarazzi, Andrea Dall'Asta, Walter Salvatore, PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Dario Flaccovio Editore s.r.l., Fondazione Promozione Acciaio, Aprile 2015, Figura 4.1).

possono essere schematizzati tramite il modello elasto-viscoso di Kevin (*Figura 2.3-c*) ed il modello elasto-viscoso a tre elementi (*Figura 2.3-d*).

Immaginando di applicare ad un dispositivo, viscoso o viscoelastico, una forza esterna variabile nel tempo $F_d(t)$, nella direzione di applicazione di tale forza è possibile misurare una deformazione $x(t)$, corrispondente al moto relativo tra i punti di estremità del dispositivo stesso, e quindi una velocità di deformazione $\dot{x}(t)$.

Al termine dell'applicazione della forza, $F_d = 0$, se il dispositivo è viscoso si arresta nella posizione finale raggiunta, mentre se è viscoelastico ritorna in posizione iniziale. La capacità di ritornare in configurazione iniziale prende il nome di capacità di ricentraggio. La potenza $F_d \dot{x}$ del lavoro compiuto dall'esterno ha sempre lo stesso segno durante l'applicazione della forza: l'energia in ingresso risulta completamente dissipata a fine processo.

2.1.1. Dispositivi viscosi o fluido-viscosi

I dissipatori viscosi sfruttano la resistenza al movimento di fluidi viscosi. I primi dispositivi di questo tipo furono messi a punto a partire dagli anni '90 in Giappone, quando la Sumitomo Construction Company realizzò un sistema costituito da una lamina immersa all'interno di una parete riempita con un fluido viscoso (*Figura 2.4*).

Negli stessi anni, la Taylor Devices iniziò a studiare e a diffondere una diversa tecnologia basata sull'impiego di sistemi cilindro-pistone, come si può osservare in *Figura 2.4*.

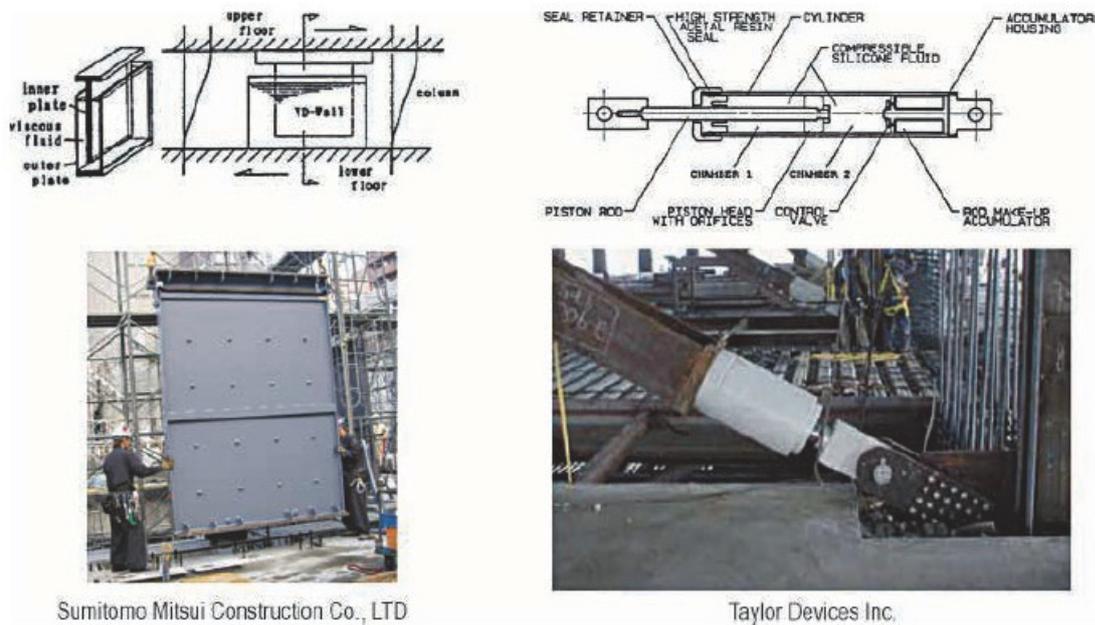


Figura 2.4. Primi dispositivi viscosi (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.2*).

Proprio questi ultimi sono quelli prevalenti al giorno d'oggi, visto il miglior controllo della risposta al variare di fattori quali ampiezza e temperatura. Essi sono costituiti da un cilindro riempito di un fluido viscoso, ad esempio olio silconico, all'interno del quale scorre un pistone dotato di un orifizio che permette il passaggio del fluido.

Le proprietà del fluido e la geometria dell'orifizio determinano la relazione di proporzionalità tra la forza dissipata ed una potenza della velocità: $|F_d| \propto |\dot{x}|^\alpha$. Si possono così ottenere anche risposte non lineari, come illustrato in *Figura 2.5*.

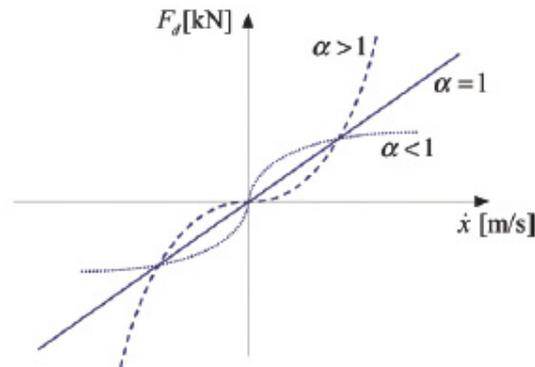


Figura 2.5. Comportamento lineare e non lineare dei dispositivi viscosi (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.3*).

Nel caso di $\alpha = 1$ si ha esattamente un legame lineare tra la forza dissipata e la velocità di deformazione. Nel caso non lineare, in cui si ha $\alpha < 1$, al diminuire di α le capacità dissipative migliorano e le forze massime che nascono per effetto dei picchi di velocità si riducono.

Il sistema di dissipazione viscoso classico, o modello viscoso di Newton, è rappresentato in *Figura 2.3-a*, in cui compare solamente il dissipatore viscoso. Più realistico è il modello viscoso di Maxwell (*Figura 2.3-b*) che permette di considerare anche i contributi di deformabilità elastica dovuti alla deformazione delle parti meccaniche ed alla compressibilità dei fluidi, grazie alla molla in serie al dissipatore.

I dissipatori viscosi non sono ricentranti cioè, terminata l'applicazione della forza non sono in grado di ritornare in posizione iniziale. Qualora fosse presente anche un sistema di ricentraggio, si parla di modello di Kevin o modello a due elementi (*Figura 2.3-c*), costituito da uno stantuffo ed una molla in parallelo.

I dissipatori viscosi sono in grado di dissipare un'elevata quantità di energia in ingresso e sono largamente impiegati nell'adeguamento sismico di edifici esistenti. In essi, l'azione dinamica è fronteggiata dalla reazione della struttura proporzionalmente agli spostamenti e dalla reazione del controvento dissipativo proporzionalmente alla velocità. I dissipatori fluido-viscosi permettono di dissipare energia senza modificare notevolmente il periodo di vibrazione della struttura originaria. Infatti, in un moto oscillatorio, quale è il moto sismico, le massime azioni sui due sistemi succedono in istanti diversi: la velocità generalmente è minima quando lo spostamento è massimo. Quindi la rigidità del telaio, rapporto tra reazione alla base e spostamento, non è influenzata dal sistema dissipativo, come non lo è il periodo.

Visto che i dissipatori viscosi non sono ricentranti, il loro impiego risulta ottimale quando la capacità di ricentraggio è affidata al telaio esistente.

I dissipatori viscosi maggiormente utilizzati al giorno d'oggi sono del tipo cilindro-stantuffo, grazie alla loro durabilità e alla loro capacità di sopportare spostamenti e forze tipici di un intervento di adeguamento sismico. Naturalmente il loro costo è proporzionale al massimo spostamento di progetto e alla massima forza che devono sopportare. Oltre all'elevata capacità dissipativa presentano un altro vantaggio rilevante: non necessitano la sostituzione a seguito di un evento sismico e conservano le proprie caratteristiche anche dopo un elevato numero di cicli.

2.1.2. Dispositivi viscoelastici

I meccanismi di dissipazione dipendenti dalla velocità si possono ottenere anche attraverso materiali solidi, detti viscoelastici, secondo le configurazioni illustrate in *Figura 2.6*. La relazione forza-spostamento deriva dalla deformazione a taglio dei due strati di materiale solido. In particolare, la massima deformazione a taglio dipende dallo spessore degli strati di viscoelastico, mentre la rigidità dipende dall'area.

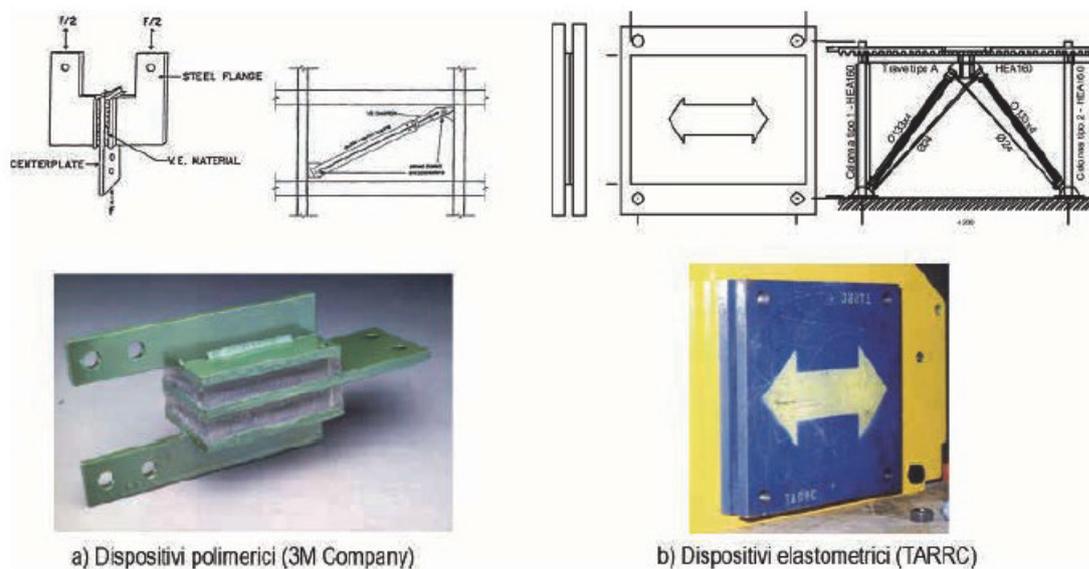


Figura 2.6. Configurazioni con dispositivi viscoelastici (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO*, Figura 4.4).

A differenza dei dissipatori viscosi, i viscoelastici presentano la capacità di ricentraggio, cioè ritornano in posizione iniziale una volta conclusa l'applicazione della forza.

Il modello più completo per la loro schematizzazione è il modello a tre elementi (*Figura 2.3-d*), cioè il modello a due elementi al quale si aggiunge una molla in serie allo stantuffo. I primi dissipatori viscoelastici utilizzati in campo sismico, a partire dagli anni '90, presentavano strati di materiali polimerici. Nonostante la buona resistenza all'invecchiamento, i materiali polimerici offrono una rigidità ed una capacità dissipativa molto variabili per effetto di temperatura e velocità. Per questo motivo essi sono stati sostituiti da gomme ad alta dissipazione, meno sensibili alla temperatura e alla velocità e caratterizzati da una modesta capacità dissipativa.

I dispositivi viscoelastici hanno una minore capacità di smorzamento rispetto ai viscosi, però sono in grado di fornire anche un contributo di rigidità. Infatti, sono spesso

utilizzati nell'adeguamento di edifici esistenti progettati ai soli carichi verticali, dove occorre incrementare sia la rigidità che la capacità dissipativa.

I controventi dissipativi viscoelastici producono contemporaneamente rigidità e dissipazione, perciò alterano il periodo di vibrazione della struttura iniziale. Quindi, non è possibile la suddivisione dei ruoli tra telaio e controvento vista per i sistemi fluido-viscosi.

Al giorno d'oggi i dissipatori viscoelastici più impiegati sono costituiti da strati di materiale elastomerico. Anch'essi non necessitano la sostituzione a seguito di eventi sismici rimanendo in grado di fronteggiare un numero elevato di cicli.

2.2. DISPOSITIVI ISTERETICI

I dispositivi isteretici dissipano energia mediante meccanismi legati agli spostamenti e debolmente influenzati dalla velocità. Essi si distinguono in due tipologie: dispositivi che lavorano per attrito e dispositivi che dissipano per plasticizzazione di materiali duttili.

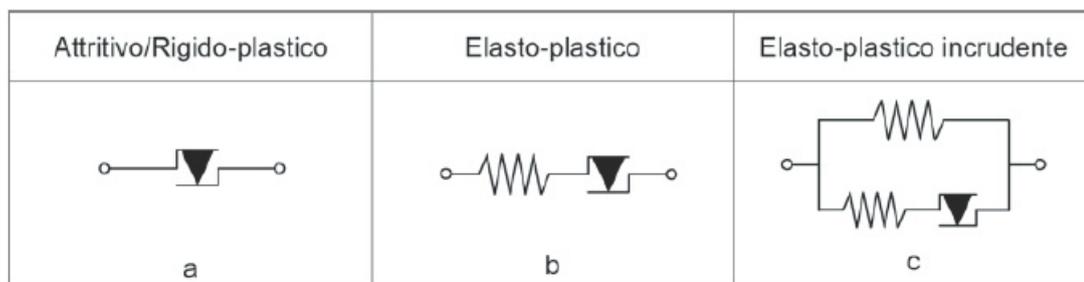


Figura 2.7. Modelli di dispositivi isteretici (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.11*).

Il dispositivo isteretico nasce come elemento esclusivamente attritivo o rigido-plastico (*Figura 2.7-a*): il sistema inizialmente è rigido e si deforma, dissipando energia, solo quando la forza applicata raggiunge un valore soglia. Si tratta di un sistema puramente dissipativo, infatti tutto il lavoro fatto dall'esterno viene trasformato in energia dissipata. In alternativa, si distinguono i dispositivi che dissipano energia per effetto della plasticizzazione di materiali duttili. Si tratta dei modelli elasto-plastico ed elasto-plastico incrudente, rispettivamente schemi *b* e *c* della *Figura 2.7*. Il modello elasto-plastico si comporta in modo elastico fino al raggiungimento del valore soglia, oltre il quale dissipa solamente energia. Invece, lo schema elasto-plastico incrudente, dopo aver superato il valore soglia della forza applicata, è in grado di offrire ancora una certa rigidità oltre al contributo dissipativo.

I controventi dissipativi caratterizzati da dispositivi isteretici presentano una rigidità elastica prima di superare il valore limite che determina lo scorrimento o la plasticizzazione, e quindi la dissipazione. Perciò, essi comportano un incremento della rigidità complessiva del sistema, almeno in campo elastico, ed una conseguente riduzione del periodo.

L'incremento della rigidità produce una riduzione degli spostamenti, e quindi del danneggiamento degli elementi strutturali, ma anche un incremento del taglio alla base. Solitamente, l'incremento di taglio alla base si affida al controvento per non peggiorare il comportamento del telaio esistente.

L'elevata capacità dissipativa rispetto ai sistemi viscoelastici, il costo limitato dei materiali e la semplicità delle lavorazioni hanno determinato un'ampia diffusione dei sistemi isteretici, soprattutto nell'adeguamento di edifici esistenti. È vero che il costo di questi dispositivi è ridotto, ma occorre tenere presente che, ogni volta che si verifica il superamento della soglia elastica, essi necessitano di intervento. Nel caso di dispositivi puramente attritivi, l'intervento può limitarsi al riposizionamento dei dissipatori e alla verifica delle condizioni delle superfici di scorrimento e del sistema di coazione. Nel caso di dispositivi basati sulla plasticizzazione di componenti, invece, la ridotta capacità di sopportare deformazioni plastiche cicliche comporta la loro completa sostituzione. Inoltre, i dispositivi isteretici non sono ricentranti.

2.2.1. Dispositivi attritivi o rigido-plastici

I dissipatori attritivi o rigido-plastici sono costituiti da elementi meccanici che consentono il controllo degli spostamenti e delle forze di coazione che nascono tra le parti che possono scorrere tra loro. L'effettiva forza trasmessa dipende dai materiali utilizzati, dalle caratteristiche delle superfici a contatto tra loro e dalle forze di coazione normali al piano di scorrimento. Nel tempo il coefficiente di attrito o le forze di coazione possono subire modifiche per effetto di fattori ambientali e condizioni di esercizio, per cui è necessario un piano di manutenzione.

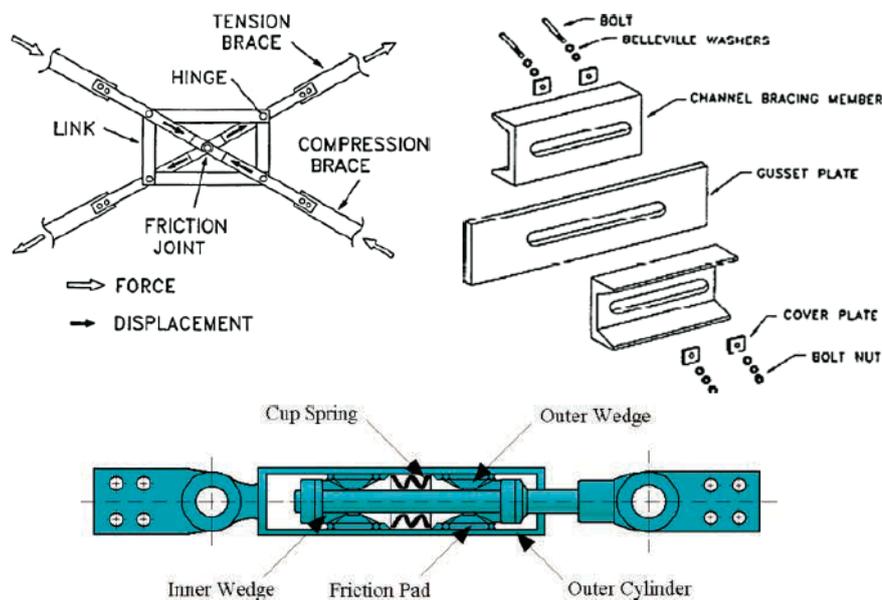


Figura 2.8. In alto a sinistra i controventi concentrici di Pall e Marsh (1982), in alto a destra il giunto dissipativo, in basso un sistema cilindro-pistone ad attrito (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.12).

La dissipazione di energia avviene solamente in seguito al superamento di un livello di soglia della forza applicata. Infatti, il comportamento dei dissipatori attritivi è rigido-

plastico: il sistema si mantiene rigido fino al raggiungimento del valore soglia di forza applicata, dopodiché inizia a deformarsi e quindi a dissipare energia. I dispositivi di questo tipo sono esclusivamente dissipativi, dato che tutto il lavoro svolto dall'esterno viene trasformato in energia dissipata.

Lo schema rigido-plastico (*Figura 2.7-a*) è semplice ma incompleto in quanto non tiene conto della dipendenza del coefficiente d'attrito dalla velocità del moto relativo tra le superfici. Infatti, la forza di soglia corrispondente all'inizio dello scorrimento, determinata tramite il coefficiente di attrito statico, risulta solitamente maggiore rispetto alla forza di soglia che si ha durante il moto sismico.

Negli anni '80 furono introdotti i primi dispositivi sismici ad attrito (Pall e Marsh 1982) costituiti da semplici controventi concentrici che si comportano come tali al di sotto del valore soglia di scorrimento, mentre al di sopra di essa dissipano energia per attrito grazie alle parti centrali delle diagonali in movimento. Come illustrato nella prima soluzione di *Figura 2.8*, le diagonali lavorano solamente a trazione ed il quadrilatero articolato al centro dei controventi è necessario per impedire l'accumulo di allungamenti delle diagonali in un percorso di deformazione ciclico.

Un'alternativa è rappresentata dal giunto dissipativo, maggiormente flessibile perché progettato in base alle dimensioni ed all'inclinazione della diagonale. La risposta e la stabilità nel tempo sono affidate alle caratteristiche dei materiali, alle lavorazioni delle superfici a contatto tra loro e al sistema vite-dado-rondelle.

2.2.2. Dispositivi elasto-plastici ed elasto-plastici inelastici

I dispositivi elasto-plastici ed elasto-plastici inelastici, rappresentati rispettivamente dagli schemi *b* e *c* della *Figura 2.7*, dissipano energia grazie alla plasticizzazione di materiali duttili.

I dispositivi elasto-plastici offrono una certa rigidità prima del raggiungimento del valore limite di forza applicata, raggiunta la quale dissipano energia. Lo schema di riferimento è una molla in serie al dispositivo. Invece quelli elasto-plastici inelastici mantengono una certa rigidità anche dopo il superamento del valore di soglia, infatti il modello è costituito da una molla in parallelo ad un sistema formato da molla e dissipatore in serie.

Nella progettazione di dispositivi di questo tipo occorre portare attenzione alla limitata fatica oligociclica, cioè alla ridotta capacità del materiale di subire deformazioni cicliche in campo plastico: generalmente maggiore è l'ampiezza della deformazione plastica e minore è il numero di cicli che possono essere sostenuti dal materiale. Per questo motivo i dispositivi elasto-plastici ed elasto-plastici inelastici, a differenza dei dispositivi viscosi, viscoelastici ed attritivi, sono definiti anche "a perdere", vista la necessità di sostituzione dopo aver dissipato energia.

Un altro particolare aspetto che contraddistingue questi dispositivi è la relazione geometrica tra deformazione locale del materiale e spostamento relativo delle estremità del dispositivo. È fondamentale che la plasticizzazione non si localizzi in zone ristrette ma sia distribuita su un tratto abbastanza lungo. Questo porta ad avere dispositivi caratterizzati da particolari geometrie e soggetti a sollecitazioni non uniformi.

Nel 1985 Tyler introdusse i primi dispositivi elasto-plastici caratterizzati da una geometria simile a quella dei dispositivi attritivi di Pall e Marsh, con la differenza che la dissipazione era dovuta alla plasticizzazione di un elemento posto all'intersezione delle diagonali.

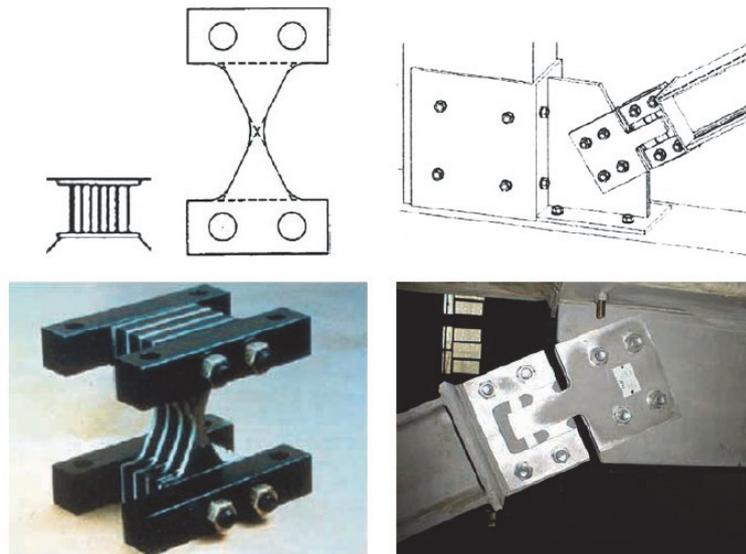


Figura 2.9. A sinistra l'elemento ideato dalla Bechtel Power Corporation negli anni '90, a destra un esempio di coprighiunto dissipativo (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.13*).

Intorno agli anni '90, la Bechtel Power Corporation propose un elemento a farfalla composto da diverse lamine e sollecitato a flessione in direzione ortogonale al piano delle lamine stesse (*Figura 2.9*). La sollecitazione a flessione garantisce una migliore distribuzione della plasticizzazione ed impedisce quindi la concentrazione locale di sforzi. Variando il numero di lamine e il relativo spessore è possibile ottenere una certa rigidità ed una certa forza di snervamento. I dispositivi rientranti in questa categoria sono generalmente indicati con l'acronimo ADAS, *Added Damping And Stiffness*. Un'altra tipologia è rappresentata dal coprighiunto dissipativo (*Figura 2.9*), che permette di integrare dissipazione nei collegamenti tra il telaio e le diagonali.

Tra i dissipatori isteretici elasto-plastici, meritano sicuramente attenzione i controventi ad instabilità impedita o semplicemente BRB, *Buckling Restrained Braces*. Si tratta di un'evoluzione dei classici controventi concentrici con elementi diagonali, infatti vengono inizialmente impiegati nelle costruzioni in acciaio.

Un dispositivo ad instabilità impedita è costituito da un elemento duttile disposto internamente ad una scatola rigida, come mostrato in *Figura 2.10*. L'elemento interno, non essendo collegato a quello esterno, è libero di deformarsi esclusivamente in direzione assiale, in quanto lo sbandamento laterale è impedito dalla scatola rigida. Per questo motivo l'anima può plasticizzarsi sia a trazione che a compressione.

Al giorno d'oggi esistono diverse tipologie di controventi ad instabilità impedita, distinte tra loro in base alla presenza o meno di materiali di rivestimento a limitare l'attrito tra le parti, oppure in base ai materiali che costituiscono l'involucro esterno. La soluzione più

classica consiste in un tubolare metallico esterno contenente un'anima, sempre metallica, alla quale spetta il compito di dissipare energia mediante plasticizzazione, per trazione o compressione. L'instabilità è impedita dalla presenza di calcestruzzo a riempire il vuoto rimanente all'interno del tubolare esterno. Un'alternativa è l'assemblaggio di elementi metallici a secco, senza utilizzo di conglomerato cementizio.

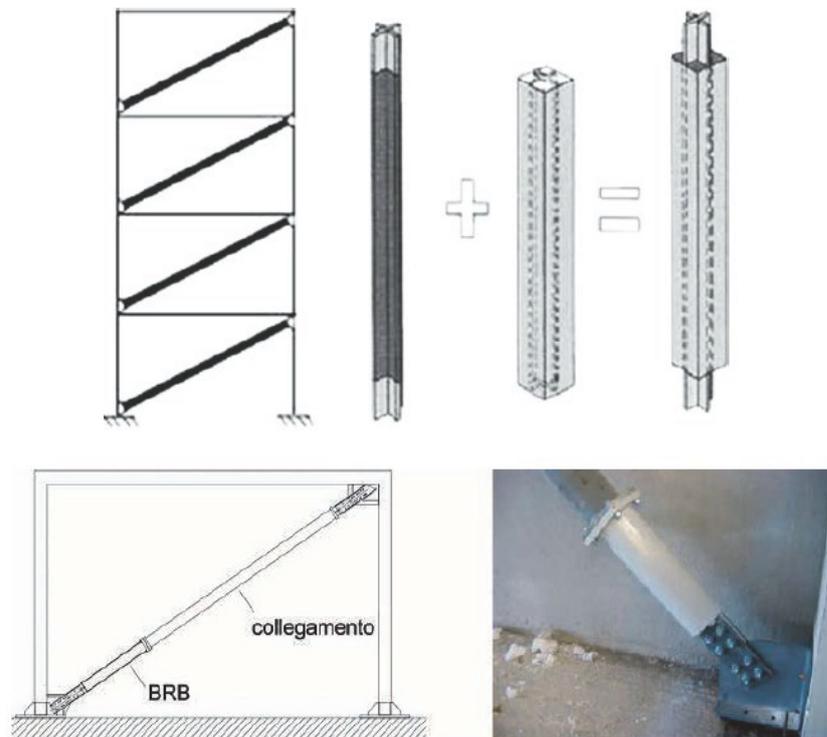


Figura 2.10. Controventi ad instabilità impedita (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.14*).

I BRB hanno trovato ampia diffusione negli USA ed in Giappone, in sostituzione – appunto – dei classici controventi concentrici nelle nuove costruzioni.

Per quanto riguarda l'adeguamento di edifici esistenti, fragili e con ridotta capacità di deformazione, si è arrivati all'utilizzo di diagonali in cui solo una parte, contenuta all'interno dell'involucro rigido, può plasticizzarsi. In questo modo è possibile controllare separatamente rigidità e forza di snervamento: la rigidità dipende dalla lunghezza del tratto deformabile, mentre la forza di snervamento dipende dall'area dell'anima.

2.3. CONFIGURAZIONI DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI

2.3.1. Configurazioni interne

I dispositivi vengono solitamente inseriti nel telaio da proteggere attraverso controventi dissipativi composti dal dispositivo stesso e dagli elementi di collegamento. I controventi devono essere opportunamente progettati sia in termini di rigidità che di resistenza; il loro collegamento alla struttura principale deve essere realizzato tramite un sistema di vincolo tale da garantire il cinematismo previsto per il dispositivo.

Il controvento dissipativo è un collegamento tra due punti della struttura principale, perciò la deformazione del dissipatore è la conseguenza del moto relativo che si genera tra le estremità del controvento collegate al telaio. Generalmente, i due punti coincidono con due nodi trave-pilastro appartenenti a due livelli adiacenti e sono connessi tramite una diagonale composta dal dissipatore in serie agli elementi di collegamento al telaio.

Nella progettazione è opportuno considerare la relazione tra la deformazione complessiva del controvento e quella effettiva del dissipatore. Ipotizzando che gli elementi di collegamento siano indeformabili e che alle estremità siano presenti delle cerniere, la deformazione del dispositivo coincide con quella totale della diagonale. In questo modo la risposta è controllata completamente dalla configurazione geometrica, che deve essere scelta in base sia al campo di spostamenti tollerabili dal dispositivo che al campo di spostamenti di interpiano tollerabili dalla struttura.

Le configurazioni maggiormente impiegate sono illustrate in *Figura 2.11*, in cui è riportato, per ogni tipologia, un fattore di efficienza f espresso come rapporto tra la variazione di lunghezza del dispositivo e lo spostamento di interpiano.

	CONFIGURAZIONE CONTROVENTO	FATTORE DI EFFICIENZA
a		$f = 1$
b		$f = \cos \gamma$
c		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$
d		$f = \frac{a \cos \theta_1}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \cos \theta_2$
e		$f = \frac{\cos \psi}{\tan \gamma}$

Figura 2.11. Configurazioni interne di controventi dissipativi: a) chevron-based, b) diagonal, c) upper toggle, d) reverse toggle, e) scissor-jack (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO*, Figura 4.18).

Le configurazioni maggiormente diffuse sono le prime due. La prima prevede l'utilizzo di due elementi che convergono in un punto intermedio della trave, formando così un controvento a V dritta o rovescia (*chevron-based*). La seconda, invece, consiste in un unico elemento disposto lungo la diagonale tra due nodi trave-pilastro (*diagonal*). Visto il comportamento reticolare dei controventi, tali configurazioni generano sulla struttura nuove sollecitazioni dovute prevalentemente allo sforzo assiale, ma possono essere presenti anche azioni di flessione derivanti dall'eccentricità dei collegamenti o da distribuzioni non uniformi di spostamenti nodali.

Lo spostamento del dispositivo è uguale allo spostamento di interpiano nel caso di controventi a V, mentre è inferiore ad esso nel caso di controventi a diagonale. La grandezza dello spostamento di interpiano determina la scelta del tipo di configurazione – tra controventi a V e diagonali – e del tipo di dispositivo: ad esempio in edifici con spostamenti di interpiano piccoli, dispositivi che richiedono una corsa elevata non sono efficaci. In rimedio a questo limite, le ultime tre configurazioni della *Figura 2.11 (c, d, e)* permettono di amplificare lo spostamento del dispositivo impiegando un numero maggiore di elementi di collegamento. Questi schemi si rivelano efficaci soprattutto per dissipatori viscosi, per i quali l'energia dissipata cresce con il quadrato dell'ampiezza.

Nella scelta del tipo di configurazione occorre certamente considerare la modalità con cui vengono trasferite le sollecitazioni al telaio: se le forze sono trasmesse direttamente ai nodi trave-pilastro allora esse producono principalmente sforzi assiali, mentre se le forze sono trasmesse a punti intermedi delle travi allora esse determinano sollecitazioni importanti di flessione. Per questo motivo, se necessario occorrono interventi locali di rinforzo. Inoltre, trattandosi di configurazioni interne al telaio, anche aspetti non strutturali, quali la presenza di aperture ed impianti, incidono sulla scelta.

2.3.2. Configurazioni esterne

In alternativa alle classiche disposizioni interne al sistema strutturale, possono essere progettati sistemi di dissipazione completamente esterni all'edificio.

Si tratta di strutture, ad esempio strutture reticolari in acciaio o setti in calcestruzzo armato, realizzate esternamente all'edificio e dotate di fondazione propria. Esse sono caratterizzate da dispositivi di dissipazione, posizionati secondo diverse possibili configurazioni, e sono collegate alla struttura a livello di piano.

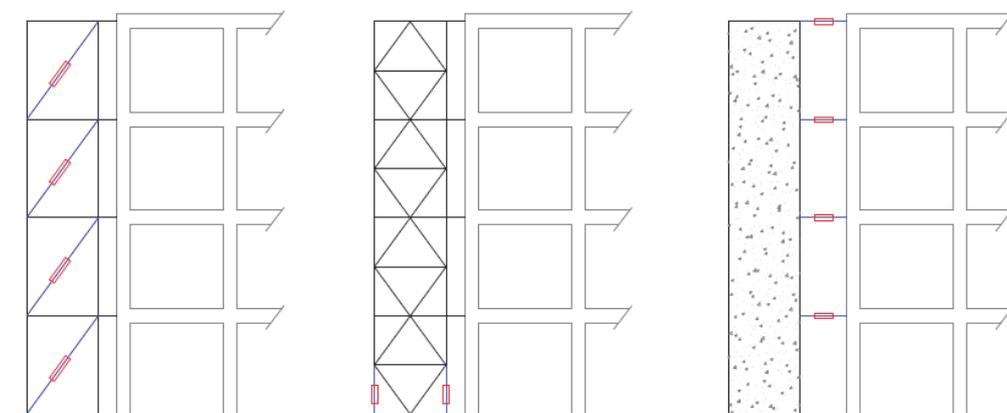


Figura 2.12. Sistemi di dissipazione esterni con dispositivi viscosi.

Come illustrato in *Figura 2.12*, le configurazioni possibili sono tre:

- Struttura esterna con dispositivi sulle diagonali che si attivano per spostamenti di interpiano;
- Struttura esterna con dispositivi viscosi alla base che si attivano per effetto del movimento oscillatorio (*rocking motion*);
- Struttura esterna collegata alla struttura direttamente con dissipatori viscosi a livello di piano.

Come per le configurazioni interne, anche nei casi appena descritti, se si ipotizza la struttura esterna indeformabile, tutto lo spostamento è assorbito dai dispositivi. Generalmente, i dispositivi impiegati nelle configurazioni esterne sono di tipo viscoso. La realizzazione di sistemi di dissipazione esterni è particolarmente conveniente nell'adeguamento sismico di edifici esistenti vista la minima interazione sistema-struttura, ma soprattutto vista la non interruzione dell'utilizzo e della funzionalità dell'edificio stesso. Si rendono necessari interventi locali nei punti di collegamento tra la torre esterna e la struttura esistente.

2.4. QUADRO NORMATIVO

Ad oggi, non esiste ancora una normativa specifica riguardante la progettazione di strutture con sistemi di dissipazione di energia, ma solamente indicazioni relative alle prove di qualifica e di accettazione, riportate al Capitolo 11.9 del Decreto del 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*. Lo stesso vale a livello europeo, infatti è nota solamente la norma di prodotto (EN15129) e l'Eurocodice 8 non riporta una sezione relativa alla progettazione di tali strutture.

La Circolare del 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP., conferma l'assenza di criteri specifici per i sistemi di dissipazione, affermando che la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle valide per le costruzioni ordinarie. Inoltre, sottolinea la necessità di eseguire analisi non lineari in sede di progetto, essendo il comportamento dei dispositivi di dissipazione prevalentemente non lineare.

Le norme di cui sopra dedicano maggior spazio alle procedure di qualifica e di accettazione. Le prove di qualifica sono destinate al controllo delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di dissipazione e della loro idoneità a sopportare quanto previsto in fase di progetto, in particolare in termini di velocità e di spostamento. Le prove di accettazione permettono di verificare la rispondenza tra le proprietà dei dispositivi prossimi alla messa in opera e le caratteristiche messe in luce dalle prove di qualifica. Le procedure di qualifica ed accettazione riguardano sia i materiali componenti il dispositivo che il dispositivo nel complesso. Tutte le prove sperimentali devono obbligatoriamente essere effettuate da laboratori abilitati come Organismi per la Certificazione, Ispezione e Prova per l'Attestazione di Conformità (Marcatura CE) di dispositivi antisismici prodotti in accordo alla norma armonizzata EN15129:2009.

3. I SISTEMI DI DISSIPAZIONE VISCOSI O FLUIDO-VISCOSI

3.1. GENERALITA'

I dispositivi viscosi o fluido-viscosi dissipano energia grazie a meccanismi legati alla velocità, in modo particolare sfruttano la resistenza al movimento – appunto – di fluidi viscosi.

Dispositivi di questo tipo iniziarono ad essere studiati e sperimentati in Giappone a partire dagli anni '90, quando la Sumitomo Construction Company realizzò un primo sistema viscoso immergendo una lamina all'interno di una parete contenente un fluido viscoso (*Figura 3.1*). Negli stessi anni, la Taylor Devices introdusse sistemi più sofisticati basati sull'utilizzo del sistema cilindro-pistone (*Figura 3.1*), cioè un cilindro riempito di un fluido viscoso, all'interno del quale scorre un pistone dotato di orifizio per consentire il passaggio di tale fluido.

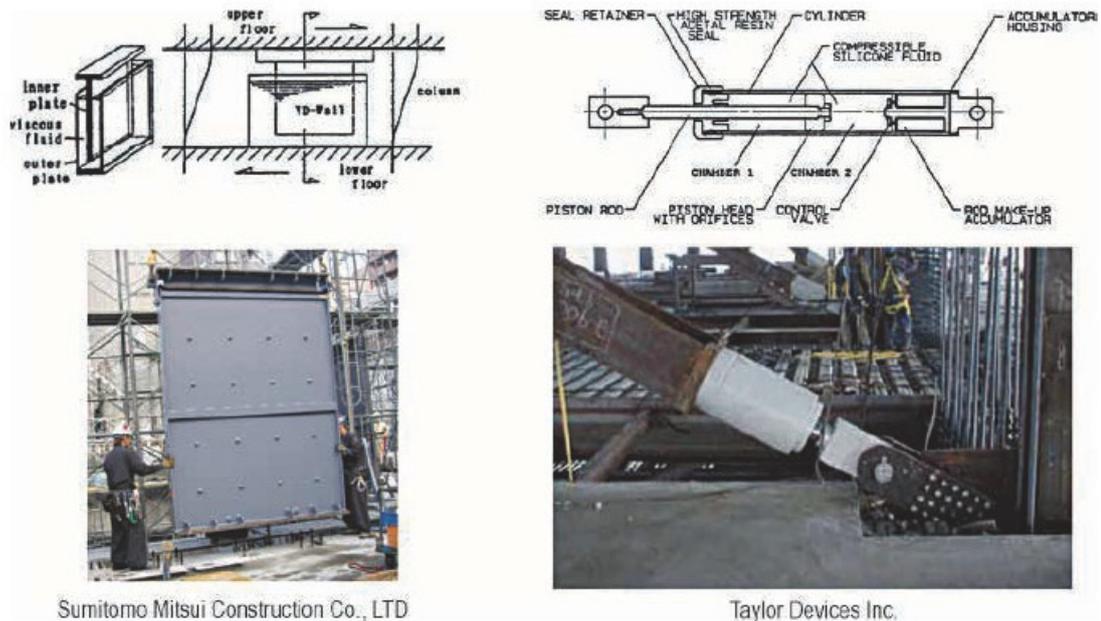


Figura 3.1. Sistemi viscosi realizzati dalla Sumitomo Construction Company a sinistra e dalla Taylor Devices a destra (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.2*).



Figura 3.2. Dissipatori viscosi del tipo cilindro-pistone.

Al giorno d'oggi, i dissipatori del tipo cilindro-pistone sono quelli maggiormente diffusi, soprattutto grazie alla possibilità di monitorare la variabilità della risposta a causa di fattori come ampiezza e temperatura. Inoltre, le proprietà del fluido e la geometria dell'orifizio determinano la relazione di proporzionalità tra la forza dissipata ed una potenza della velocità: $|F_d| \propto |\dot{x}|^\alpha$. Si distinguono così dispositivi con comportamento lineare da dispositivi con comportamento non lineare.

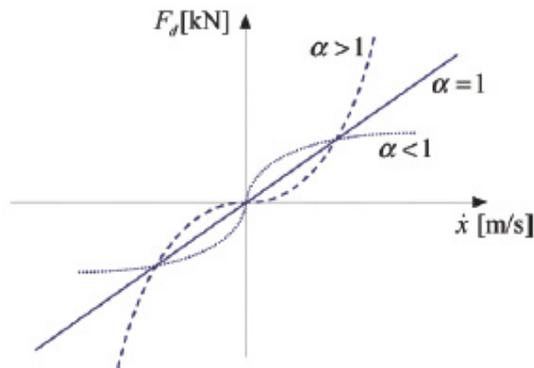


Figura 3.3. Comportamento lineare ($\alpha = 1$) e non lineare ($\alpha < 1$) dei dispositivi viscosi (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.3*).

Come si può osservare in *Figura 3.3*, il comportamento è puramente lineare se $\alpha = 1$, cioè la forza dissipata cresce linearmente con la velocità di deformazione. Invece, se $\alpha < 1$ il comportamento è non lineare e al diminuire di α la dissipazione aumenta: le forze massime dovute ai picchi di velocità si riducono.

Un dispositivo viscoso o fluido-viscoso elementare è schematizzato dal modello viscoso di Newton, identificato dallo schema *a* in *Figura 3.4*. Esso tiene conto esclusivamente del contributo dissipativo, infatti nello schema è presente solo uno stantuffo.

Qualora si volessero considerare anche la deformabilità elastica delle parti meccaniche e la compressibilità del fluido viscoso, allora basta introdurre una molla in serie allo stantuffo: si tratta del modello di Maxwell (*Figura 3.4-b*).

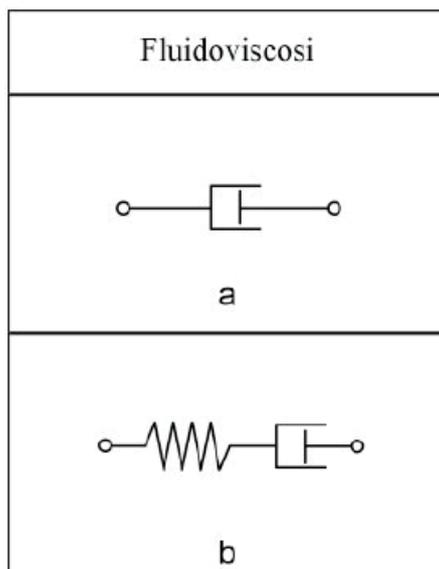


Figura 3.4. Modelli di dispositivi viscosi: a) Modello viscoso di Newton, b) Modello viscoso di Maxwell.

I dissipatori viscosi non hanno capacità di ricentraggio, cioè non sono in grado di tornare in configurazione iniziale terminata l'applicazione della forza. Qualora fosse presente anche un sistema di ricentraggio, lo schema di riferimento è il modello di Kevin (Figura 3.5), costituito da uno stantuffo e da una molla in parallelo.

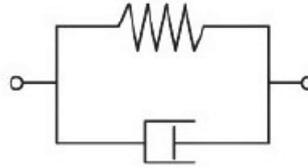


Figura 3.5. Modello di Kevin.

Grazie alla loro elevata capacità dissipativa, i dissipatori viscosi sono ampiamente diffusi, soprattutto nell'adeguamento sismico di edifici esistenti, dato che non alterano il periodo di vibrazione della struttura originaria. Questo permette una suddivisione dei compiti: l'azione sismica è fronteggiata dalla struttura esistente proporzionalmente agli spostamenti, mentre dal sistema dissipativo proporzionalmente alla velocità. Tale separazione è possibile perché in un moto oscillatorio, come il moto sismico, le massime azioni sui due sistemi, edificio e controvento dissipativo, si verificano in istanti diversi: infatti la velocità è minima quando gli spostamenti sono massimi, e viceversa.

Come anticipato, i dissipatori viscosi non sono ricentranti, per cui solitamente la capacità di ricentraggio si affida al comportamento elastico del telaio esistente.

Un altro aspetto vantaggioso dei dispositivi fluido-viscosi è quello economico, non tanto per il loro costo, quanto invece per il fatto che, essendo in grado di sopportare un elevato numero di cicli conservando le loro caratteristiche, non necessitano di sostituzione in seguito ad un evento sismico. Naturalmente, il loro costo aumenta con il massimo spostamento di progetto e la massima forza che devono sopportare.

3.2. LEGAME COSTITUTIVO

Il legame costitutivo di un dissipatore è la relazione tra la sua deformazione, cioè il movimento relativo tra le sue estremità, e la forza che ne deriva.

Visto che essi vengono impiegati all'interno di strutture per fronteggiare l'azione sismica, si analizza nel seguito la risposta derivante da una storia di deformazione ciclica di tipo sinusoidale $x(t) = A \sin(\omega t)$, in cui A è l'ampiezza e ω la pulsazione della struttura.

I parametri fondamentali per lo studio del comportamento ciclico sono la rigidezza equivalente $K_{d,eq}$ e lo smorzamento equivalente $\xi_{d,eq}$.

$$K_{d,eq} = \frac{F_d(x = A)}{A}$$

$$\xi_{d,eq} = \frac{W_d^1}{4\pi E_{dM,eq}^1}$$

La rigidezza equivalente $K_{d,eq}$ è definita dal rapporto tra la forza e lo spostamento corrispondenti alla massima ampiezza.

Lo smorzamento equivalente $\xi_{d,eq}$ è definito dal rapporto tra l'energia W_d^1 completamente dissipata in un ciclo ed il valore convenzionale della massima energia potenziale $E_{dM,eq}^1 = K_{d,eq}A^2/2$ che una molla di rigidezza $K_{d,eq}$ raggiungerebbe durante un ciclo.

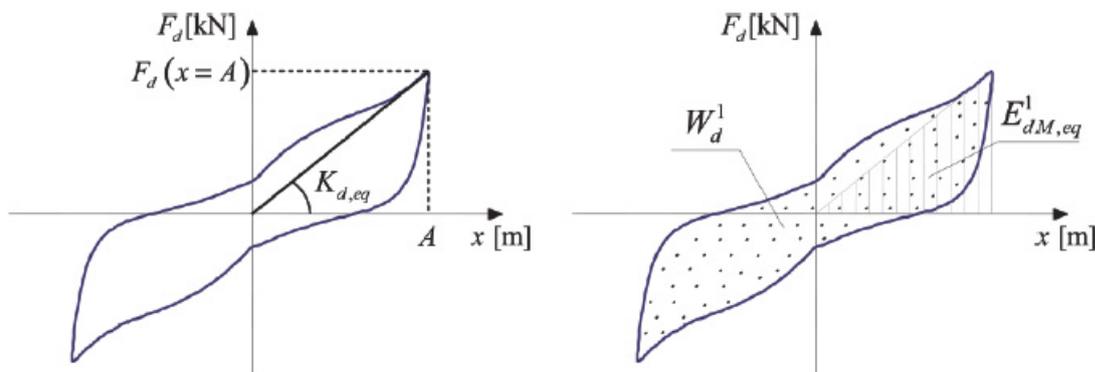


Figura 3.6. Grandezze caratteristiche di un comportamento ciclico: rigidità equivalente e smorzamento equivalente (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.5*).

Il coefficiente di smorzamento può essere interpretato come un rapporto beneficio-costo, in cui il beneficio è l'energia che il dispositivo è in grado di dissipare, mentre il costo è la sollecitazione che il sistema si trova a sopportare per effetto del picco di energia elastica.

La caratterizzazione del comportamento ciclico attraverso rigidità e smorzamento equivalenti fornisce una descrizione esaustiva della risposta di sistemi lineari a due elementi, mentre più sintetica per quanto riguarda sistemi più complessi lineari e non.

Nella pratica applicativa la caratterizzazione secondo i due parametri appena descritti è molto diffusa, perché permette la definizione del comportamento costitutivo basandosi esclusivamente su dati sperimentali. Infatti, assegnata la storia di carico ciclica, funzione dell'ampiezza, della pulsazione e della forma, si ottengono i parametri equivalenti di rigidità $K_{d,eq}$ e smorzamento $\xi_{d,eq}$.

3.2.1. Dispositivi viscosi lineari: modello ad un elemento

Un dispositivo viscoso si definisce lineare quando la potenza α della velocità è pari all'unità: $\alpha = 1$. In questo caso, come mostrato in *Figura 3.3*, il legame tra la forza dissipata F_d e la velocità di deformazione \dot{x} è lineare e segue la legge:

$$F_d = c_v \dot{x}$$

in cui l'unico parametro necessario per la caratterizzazione è la costante viscosa c_v .

Considerata una storia di deformazione sinusoidale, $x(t) = A \sin(\omega t)$, la storia di forza risulta:

$$F_d(t) = c_v \omega A \cos(\omega t) .$$

Il ciclo forza-spostamento, rappresentato dallo schema ad un elemento in *Figura 3.7*, presenta una forma ellittica e può essere caratterizzato attraverso il valore massimo di forza F_{dM}^1 oppure attraverso l'energia dissipata in un ciclo W_d^1 .

$$F_{dM}^1 = c_v \omega A$$

$$W_d^1 = \int_0^{2\pi/\omega} F_d(t)\dot{x}(t)dt = \pi c_v A^2 \omega$$

La forza massima F_{dM}^1 si ha quando la deformazione si annulla e da essa dipende la resistenza meccanica richiesta sia al dispositivo che ai componenti strutturali con cui il dispositivo interagisce. L'energia dissipata W_d^1 è invece una misura della capacità dissipativa del sistema.

Nel caso di dispositivi lineari, visto che l'unico parametro necessario alla caratterizzazione è la costante c_v , la massima forza e l'energia dissipata sono correlate tra loro mediante la seguente relazione.

$$W_d^1 = \pi A F_{dM}^1$$

Dunque, la massima forza e l'energia dissipata in un ciclo sono direttamente proporzionali rispettivamente all'ampiezza e al quadrato dell'ampiezza di un ciclo. Inoltre, essi sono proporzionali alla pulsazione e quindi inversamente proporzionali al periodo del sistema. Infatti, il sistema strutturale, nel quale sono inseriti i dispositivi, affronta il moto oscillatorio grazie alle proprie caratteristiche di massa e rigidità, mentre il sistema di dissipazione produce forze e dissipazione diverse in base alle caratteristiche dinamiche dell'edificio e dell'input sismico.

Per dispositivi lineari, la determinazione di rigidità equivalente e di smorzamento equivalente non occorre, dato che la forza è massima quando lo spostamento è nullo.

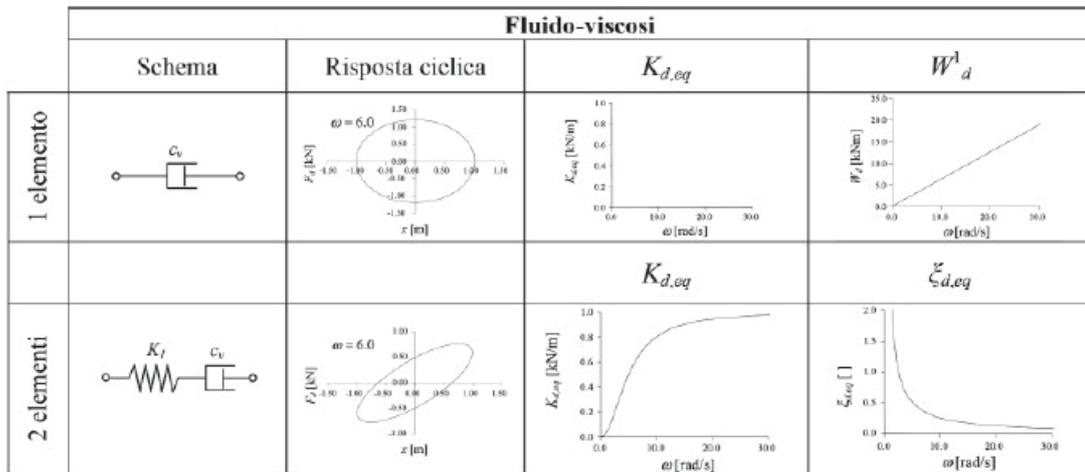


Figura 3.7. Modelli di dispositivi viscosi: schema ad un elemento e schema a due elementi (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.6).

3.2.2. Dispositivi viscosi non lineari: modello ad un elemento

I dispositivi viscosi non lineari sono caratterizzati dalla seguente legge costitutiva:

$$F_d = c_v |\dot{x}|^\alpha \text{sgn}(\dot{x})$$

in cui la funzione $\text{sgn}(\dot{x})$, che vale 1 se l'argomento è positivo, -1 se è negativo e 0 se è nullo, è necessaria al fine di considerare l'effettivo orientamento della forza, dato che l'elevamento alla potenza opera su un argomento positivo e quindi restituisce un risultato positivo.

In questo caso i parametri necessari alla caratterizzazione sono due: la costante viscosa c_v e l'esponente α che conferisce non linearità al comportamento (Figura 3.3). Considerando sempre lo schema ad un elemento, a differenza del caso lineare, il ciclo forza-spostamento, mostrato in Figura 3.8, tende alla forma rettangolare per α tendente a zero.

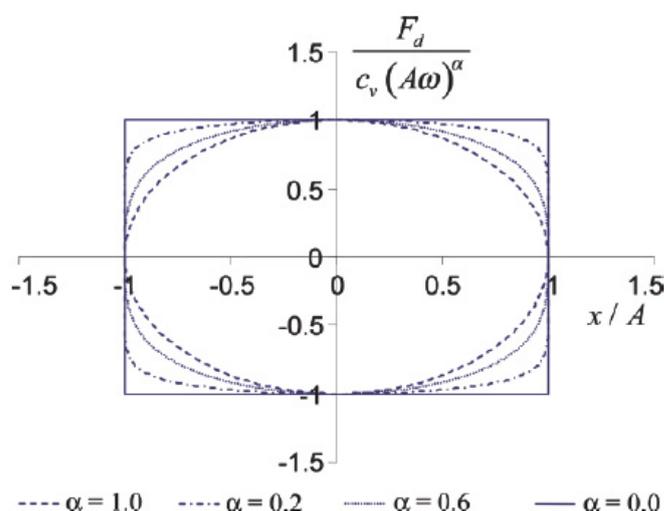


Figura 3.8. Ciclo forza-spostamento di un dispositivo viscoso non lineare con $\alpha < 1$ (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.7).

Rispetto ad un dispositivo lineare, a parità di forza massima ed ampiezza, la capacità dissipativa di un dispositivo non lineare è maggiore.

Inoltre, il diagramma forza-spostamento normalizzato, ottenuto dividendo gli spostamenti $x(t) = A \sin(\omega t)$ per l'ampiezza A e le forze $F_d(t) = c_v |A\omega \cos(\omega t)|^\alpha \text{sgn}(\cos(\omega t))$ per il valore massimo $F_d(t) = c_v (A\omega)^\alpha$, non varia al variare di A e ω ma dipende esclusivamente da α .

3.2.3. Dispositivi viscosi: modello di Maxwell

Il modello di Maxwell, o modello a due elementi, permette di considerare la compressibilità del fluido viscoso e la deformabilità delle altre parti meccaniche del dispositivo, grazie ad una molla disposta in serie allo stantuffo (Figura 3.7).

In questo caso, la deformazione totale x è data dalla somma della deformazione della molla x_e e della deformazione dello stantuffo x_v , mentre la forza che agisce sui due elementi è la stessa.

$$x = x_e + x_v$$

La caratterizzazione di questo sistema è possibile grazie a due parametri: la rigidezza della molla K_1 e la costante viscosa c_v del dissipatore.

Vista la relazione di congruenza per la determinazione della deformazione totale, è possibile ricavare la deformazione della molla come $x_e = x - x_v$, così la forza dissipata si può calcolare in base ai valori istantanei della coppia x, x_v e della rigidezza della molla K_1 :

$$F_d = K_1(x - x_v) .$$

Si fa presente che solamente la deformazione totale x è misurabile dall'esterno, infatti la sua componente viscosa x_v non è accessibile e dipende dalla schematizzazione fatta relativamente al comportamento interno del dispositivo. Per questo motivo, per conoscere la forza ad ogni istante è necessario ricostruire la deformazione viscosa a partire da quella totale.

La velocità di deformazione viscosa può essere ottenuta dall'uguaglianza, nonché equazione differenziale, tra le forze agenti sulla molla e quelle agenti sullo stantuffo:

$$c_v \dot{x}_v = K_1(x - x_v) .$$

Dalla risoluzione di tale equazione si ottiene la storia della deformazione viscosa

$$x_v = A[a \sin(\omega t) - b \cos(\omega t)] a = K_1 \frac{K_1}{K_1^2 + \omega^2 c_v^2} b = K_1 \frac{\omega c_v}{K_1^2 + \omega^2 c_v^2}$$

e quindi la forza può essere calcolata dalla relazione costitutiva della molla oppure da quella dello stantuffo

$$F_d = AK_1[(1 - a) \sin(\omega t) + b \cos(\omega t)] = A\omega c_v[b \sin(\omega t) + a \cos(\omega t)] .$$

Si possono poi determinare anche l'energia di deformazione elastica E_d e l'energia dissipata in un ciclo W_d^1 .

$$E_d = \frac{1}{2} K_1 A^2 [(1 - a) \sin(\omega t) + b \cos(\omega t)]^2$$

$$W_d^1 = \pi \omega c_v A^2 a$$

I parametri a e b e tutte le grandezze derivanti da essi variano al variare della pulsazione ω .

Il ciclo forza-spostamento, rappresentato dallo schema a due elementi in *Figura 3.7*, mantiene la forma ellittica ma risulta ruotato intorno all'asse degli spostamenti: il sistema è caratterizzato da una forza $F_d = AK_1(1 - a) \neq 0$ corrispondente alla massima deformazione. Perciò si possono definire la rigidità equivalente $K_{d,eq}$ e lo smorzamento equivalente $\xi_{d,eq}$ caratteristici del comportamento ciclico.

$$K_{d,eq} = K_1(1 - a)$$

$$\xi_{d,eq} = \frac{K_1}{2\omega c_v}$$

Si distinguono due situazioni limite caratteristiche dei sistemi dissipativi non lineari. Nel caso di cicli molto lenti, cioè $\omega \rightarrow 0$, le velocità sono basse ed il moto non genera forze significative sullo stantuffo, perciò la rigidità equivalente tende a zero, $K_{d,eq} \rightarrow 0$. Invece, nel caso di cicli caratterizzati da velocità elevate, cioè $\omega \rightarrow \infty$, lo stantuffo risponde con una deformazione molto piccola al contrario della molla che assorbe quasi interamente la deformazione esterna, perciò la rigidità equivalente tende alla rigidità della molla, $K_{d,eq} \rightarrow K_1$. In entrambi i casi, l'energia dissipata dal dispositivo viscoso tende a zero: infatti nel primo caso ($\omega \rightarrow 0$) il dispositivo è inefficace vista la forza agente trascurabile, mentre nel secondo caso ($\omega \rightarrow \infty$) la forza sul dispositivo è grande ma la deformazione è trascurabile.

Questi aspetti si possono osservare dai grafici in *Figura 3.7*: all'aumentare della pulsazione, mentre la rigidità equivalente cresce in modo logaritmico, lo smorzamento

equivalente diminuisce esponenzialmente. Per tali motivi il coefficiente di smorzamento equivalente deve appartenere ad un intervallo ottimale affinché i dispositivi viscosi siano efficaci.

3.2.4. Deformabilità dei collegamenti

Per una migliore caratterizzazione è necessario considerare la deformabilità degli elementi di collegamento tra il dissipatore e la struttura dell'edificio.

Gli elementi di collegamento devono comportarsi in maniera elastica durante gli eventi sismici, perciò possono essere schematizzati tramite una molla disposta in serie al dissipatore. Lo schema di riferimento è illustrato in *Figura 3.9*: il dispositivo è descritto dalla rigidezza equivalente $K_{d,eq}$ e dalla costante viscosa $c_v = 2K_{d,eq}\xi_{d,eq}/\omega$ associata allo smorzamento equivalente $\xi_{d,eq}$, mentre il collegamento è rappresentato dalla molla di rigidezza K_b .

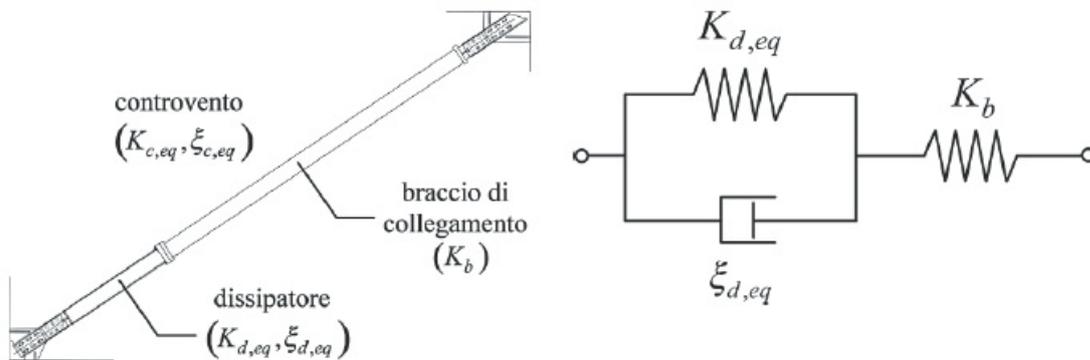


Figura 3.9. Modello di riferimento per la valutazione della deformabilità dei collegamenti (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.19*).

Nel seguito si procede alla determinazione dei parametri di rigidezza equivalente e di smorzamento equivalente del sistema dispositivo-collegamento.

Si considera una storia di deformazione $x(t) = \sin(\omega t)$ e si ipotizza che il braccio di collegamento abbia un comportamento elastico con una rigidezza K_b .

Lo spostamento totale x è dato dalla somma dello spostamento del dispositivo x_d e dello spostamento del braccio x_b , $x = x_d + x_b$, mentre l'equilibrio delle forze sui due elementi è dato dalla seguente relazione:

$$K_b(x - x_d) = K_{d,eq}(x - x_d) + c_{d,eq}\dot{x}_d .$$

Quindi lo spostamento alle estremità del solo dissipatore risulta:

$$x_d = a \sin(\omega t) - b \cos(\omega t)$$

$$a = \frac{K_b(K_b + K_{d,eq})}{(K_b + K_{d,eq})^2 + \omega^2 c_{d,eq}^2}$$

$$b = \frac{K_b \omega c_{d,eq}}{(K_b + K_{d,eq})^2 + \omega^2 c_{d,eq}^2}$$

La rigidezza equivalente $K_{c,eq}$ e lo smorzamento equivalente $\xi_{c,eq}$ del controvento dissipativo sono:

$$K_{c,eq} = K_b(1 - a)$$

$$\xi_{c,eq} = \frac{b}{2(1 - a)}$$

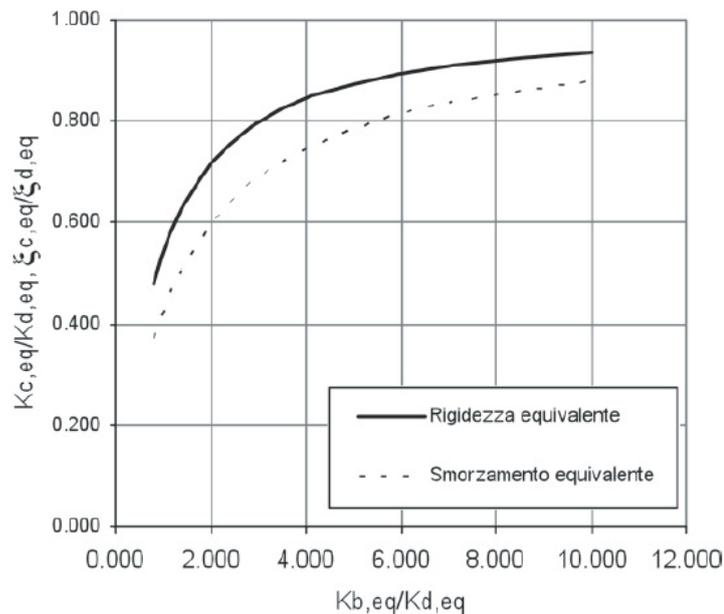


Figura 3.10. Variazione di rigidezza e smorzamento equivalenti del controvento dissipativo in funzione della rigidezza del braccio di collegamento (*PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.20*).

In *Figura 3.10* sono riportati gli andamenti di rigidezza e smorzamento equivalenti in funzione della rigidezza del braccio di collegamento. Come si può vedere, l'efficienza del sistema braccio-dispositivo è sempre minore di quella del solo dispositivo e le riduzioni di prestazioni diventano importanti quando la rigidezza del braccio è inferiore di due o tre volte rispetto a quella del dispositivo. Le riduzioni sono ancora più accentuate per quanto riguarda lo smorzamento equivalente.

Nell'adeguamento degli edifici in c.a., dove gli spostamenti di progetto alle estremità sono modesti, dell'ordine del centimetro, occorre attribuire una certa rigidezza anche ai collegamenti di estremità del braccio metallico. Inoltre, occorre portare attenzione ai giochi che possono verificarsi tra i componenti, specie nel caso di articolazioni con perni, utilizzate per inibire la trasmissione di momenti parassiti nel dispositivo (*Figura 3.11*).

Ovviamente per tutti i componenti è necessario garantire un margine nei confronti della rottura, applicando coefficienti di sicurezza ed indicazioni normative.

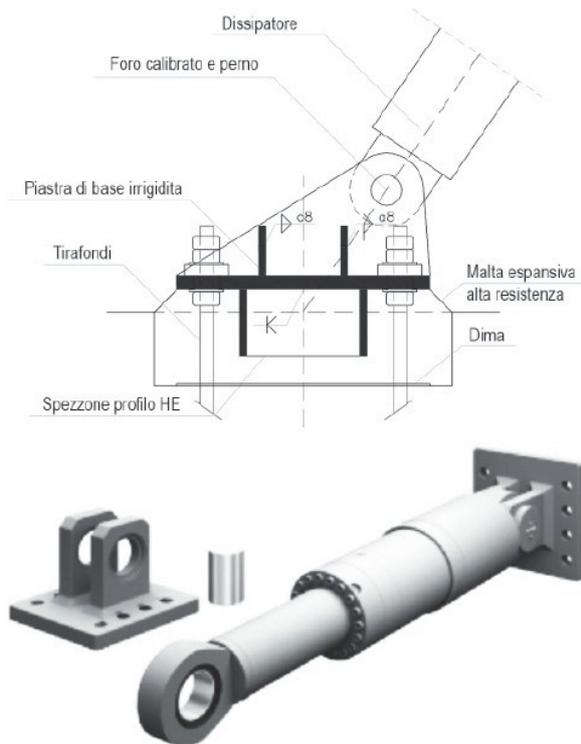


Figura 3.11. Esempio di collegamento con perno (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.21).

3.3. INFLUENZA SULLA RISPOSTA DINAMICA

La capacità dissipativa dei dispositivi viscosi dipende dall'ampiezza e dalla frequenza. Perciò l'efficacia di un sistema di dissipazione, inserito in un sistema strutturale, dipende dalle caratteristiche dinamiche del sistema che controlla il moto di vibrazione conseguente al sisma.

Nel presente paragrafo si esamina l'influenza del sistema di dissipazione sul comportamento dinamico di un edificio.

In via semplificativa, si assume che la struttura da proteggere sismicamente possa essere schematizzata da una molla elastica di rigidezza K_t e da una massa concentrata m libera di spostarsi in una sola direzione, descrivendo il moto $x(t)$. Il sistema dissipativo è posto in parallelo alla molla e genera una forza di richiamo $F_d(x, \dot{x})$ funzione rispettivamente di spostamento e velocità.

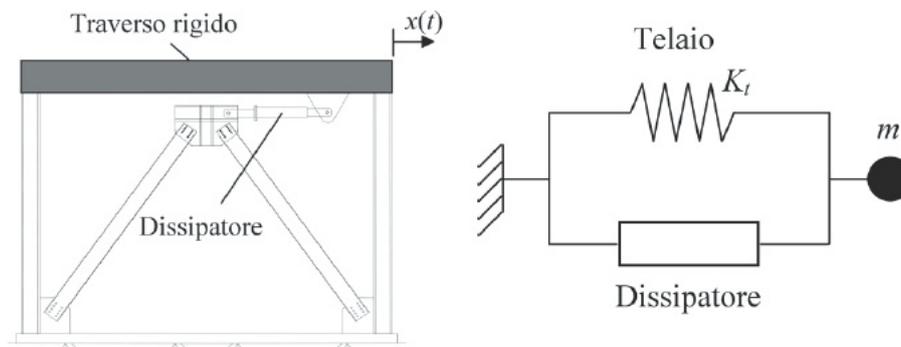


Figura 3.12. Schematizzazione di un telaio monopiano con comportamento elastico e massa concentrata a livello dell'impalcato (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.9).

Questo schema descrive in modo semplice e adeguato il comportamento dinamico di un edificio monopiano con comportamento elastico e massa concentrata a livello dell'impalcato, in cui si introduce un controvento dissipativo viscoso (*Figura 3.12*). Inoltre, per semplicità si assume che lo smorzamento della struttura sia nullo.

La risposta dinamica può essere analizzata attraverso la risposta stazionaria dovuta ad una forzante sinusoidale. Per risposta stazionaria si intende un moto che soddisfa le equazioni di equilibrio dinamico nell'intervallo $[0, 2\pi/\omega]$ e caratterizzato da condizioni iniziali e finali coincidenti, $x(0) = x(2\pi/\omega)$ e $\dot{x}(0) = \dot{x}(2\pi/\omega)$.

La risposta dipende così dalla pulsazione della forzante ed il moto stazionario è soluzione della seguente equazione differenziale:

$$m\ddot{x}(t) + K_t x(t) + F_d(x(t), \dot{x}(t)) = m \sin(\omega t)$$

in cui la forzante è espressa in termini di forza per unità di massa m . In altre parole, il moto è dovuto ad un'accelerazione alla base pari a $\sin(\omega t)$.

In questo caso, la forzante dipende solamente dal tempo tramite la pulsazione ω , mentre l'ampiezza rimane costante. Questa ulteriore semplificazione è dovuta al fatto che si analizzano sistemi lineari, caratterizzati da una relazione di proporzionalità tra forzante e risposta.

Introducendo il parametro $\omega_0^2 = K_t/m$, è possibile scrivere la precedente equazione differenziale in termini di forza per unità di massa.

$$\ddot{x}(t) + \omega_0^2 x(t) + \frac{F_d(x(t), \dot{x}(t))}{m} = \sin(\omega t)$$

Nel caso in cui sia assente il controvento dissipativo, la risposta dinamica è esclusivamente funzione della pulsazione del sistema strutturale $\omega_0 = \sqrt{K_t/m}$ e la soluzione stazionaria risulta:

$$x(t) = X_M \sin(\omega t) = \frac{1}{\omega_0^2 - \omega^2} \sin(\omega t)$$

dove l'ampiezza massima X_M dipende dalla differenza tra i quadrati della pulsazione propria ω_0 e della pulsazione della forzante ω .

Nel caso in cui sia presente il controvento dissipativo dotato di un dispositivo viscoso lineare, nasce una forza di richiamo $F_d = c_v \dot{x}$ e la condizione di equilibrio risulta:

$$\ddot{x}(t) + 2\xi_{dyn}\omega_0\dot{x}(t) + \omega_0^2 x(t) = \sin(\omega t)$$

in cui ξ_{dyn} è lo smorzamento dinamico comprendente la costante viscosa c_v del dispositivo.

$$\xi_{dyn} = \frac{c_v}{2m\omega_0}$$

La soluzione stazionaria $x(t)$ e la massima ampiezza X_M si possono calcolare attraverso le relazioni seguenti.

$$x(t) = X_M [a \sin(\omega t) + b \cos(\omega t)]$$

$$X_M = \frac{1}{\sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + (2\xi_{dyn}\omega\omega_0)^2}}$$

$$a = X_M(\omega_0^2 - \omega^2)$$

$$b = -X_M 2\xi_{dyn}\omega\omega_0$$

La soluzione è formata da una parte in fase con la forzante, controllata direttamente dalla rigidità del sistema, e da una parte sfasata di $\pi/2$, controllata invece dallo smorzamento.

In *Figura 3.13* è riportato l'andamento dei massimi valori di spostamento normalizzato rispetto allo spostamento statico $X_{st} = 1/\omega_0^2$, per differenti valori di smorzamento dinamico. Come si può vedere, l'inserimento del dissipatore viscoso riduce lo spostamento massimo e quindi le azioni sulla molla elastica, cioè sul sistema strutturale. Lo spostamento massimo si ha per valori di frequenza vicini alla frequenza propria del sistema elastico iniziale: questo conferma che il sistema di dissipazione con dispositivi viscosi determina una riduzione della risposta senza modificare in maniera significativa le caratteristiche dinamiche della struttura originaria. La riduzione della risposta è dovuta al coefficiente ξ_{dyn} , legato alle proprietà del dispositivo rappresentate dalla costante c_v mediante la massa e la rigidità del telaio.

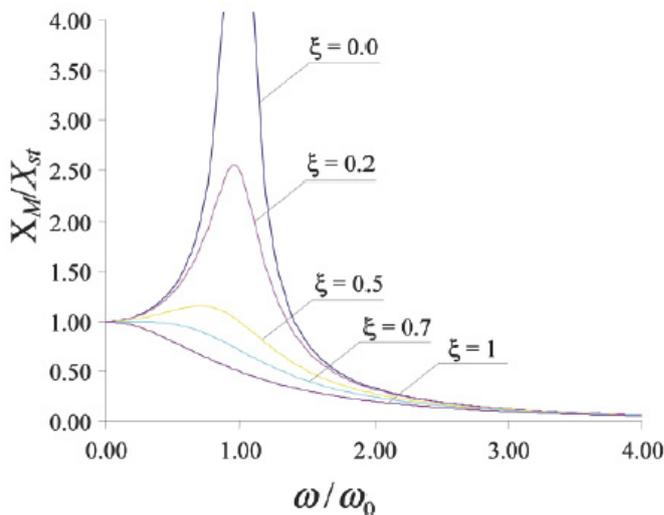


Figura 3.13. Diagramma dei massimi spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento statico, al variare dello smorzamento dinamico (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.10).

Si fa notare che il coefficiente di smorzamento dinamico è stato indicato con lo stesso simbolo del coefficiente di smorzamento equivalente introdotto per la caratterizzazione della risposta ciclica, nonostante i due parametri riguardino due differenti sistemi. Infatti, mentre lo smorzamento dinamico riguarda un problema dinamico, lo smorzamento equivalente si riferisce ad un problema quasi-statico. L'uguaglianza di notazione è possibile grazie ad una corrispondenza esistente tra i due coefficienti di smorzamento: quando il sistema dinamico raggiunge la sua risposta stazionaria, le forze reattive e lo spostamento descrivono un ciclo ellittico in cui l'energia dissipata risulta $W^1(\omega) = \omega\pi c_v X_M^2(\omega)$ e la massima energia elastica vale $E_M^1(\omega) = K_t X_M^2(\omega)/2$.

Se la pulsazione della forzante è pari a quella del sistema strutturale, cioè $\omega = \omega_0$, lo smorzamento dinamico e l'energia elastica coincidono con i valori determinati per la risposta sperimentale a controllo di spostamenti:

$$\xi_{dyn} = \frac{W^1(\omega_0)}{4\pi E_M^1(\omega_0)} = \frac{c_v}{2m\omega_0}$$

corrispondenza che si perde per pulsazioni $\omega \neq \omega_0$.

3.4. SISTEMI DISSIPATIVI VISCOSI ESTERNI

I sistemi di controllo passivo con dispositivi viscosi o fluido-viscosi (FVDs, *Fluid Viscous Dampers*) possono presentarsi secondo configurazioni interne oppure esterne, sia nelle nuove costruzioni che in quelle esistenti.

Per configurazione interna si intende la realizzazione di controventi dissipativi interni al sistema strutturale della costruzione, secondo gli schemi illustrati al paragrafo 2.3.1. Si tratta di controventi che collegano due punti del telaio appartenenti a due piani adiacenti, solitamente nodi trave-pilastro. Un controvento dissipativo è composto da un braccio di collegamento e da uno smorzatore, e generalmente si presenta secondo la configurazione a V dritta o rovescia oppure secondo la configurazione diagonale. In particolare, se la domanda di spostamento è ridotta, è possibile applicare altre configurazioni di natura viscosa che impiegano un numero maggiore di elementi al fine di aumentare l'ampiezza di deformazione, dato che con il quadrato di quest'ultima cresce l'energia dissipata.

La realizzazione di controventi interni è conveniente soprattutto in caso di nuove costruzioni, in modo tale da poter scegliere la loro disposizione in sede di progetto tenendo conto anche di esigenze non strutturali dovute ad aperture ed impianti.

Recentemente, soprattutto nell'adeguamento di edifici esistenti hanno trovato ampia diffusione i sistemi di dissipazione esterna con smorzatori viscosi. Si tratta di strutture realizzate esternamente all'edificio e connesse ad esso a livello di piano. Nel caso di costruzioni esistenti i sistemi esterni risultano notevolmente vantaggiosi perché, oltre ad interferire in maniera ridotta con il sistema strutturale, non richiedono l'interruzione d'uso e di funzionalità dell'edificio stesso.

Naturalmente, sia per le configurazioni interne che esterne possono essere impiegati smorzatori viscosi con comportamento lineare oppure non lineare.

3.4.1. Tipologie e caratteristiche dei sistemi viscosi esterni

I sistemi viscosi esterni si distinguono in diverse tipologie in base agli spostamenti per cui si attivano gli smorzatori ed alla possibilità o meno di regolarizzare la deformata in altezza dell'edificio da adeguare.

Le tipologie, rispettivamente illustrate da sinistra a destra in *Figura 3.14*, sono tre:

- FB, *Fixed-Base System*;
- DB, *Diagonal Bracing System*;
- RB, *Rocking Base System*.

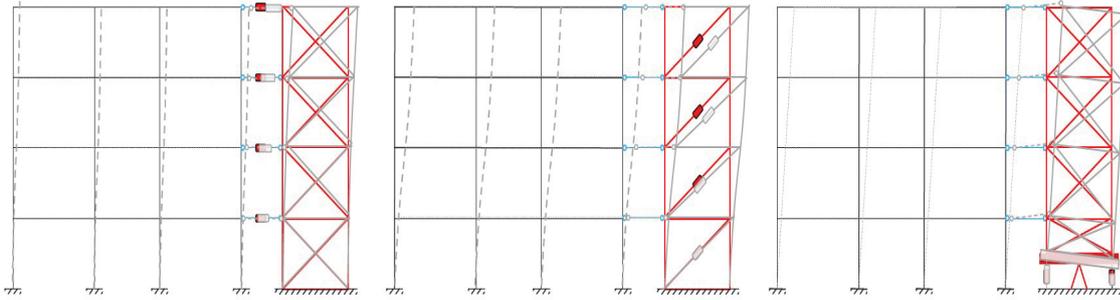


Figura 3.14. Sistemi viscosi esterni, da sinistra a destra: Fixed-Base System (FB), Diagonal Bracing System (DB) e Rocking Base System (RB) (L. Gioiella, E. Tubaldi, L. Ragni, F. Gara, A. Dall'Asta, *THE SEISMIC RETROFIT BY EXTERNAL DISSIPATIVE SYSTEMS: A CASE STUDY*, *COMPdyn* 2019, Figure 1).

Il sistema FB, *Fixed-Base System*, è un telaio controventato a base fissa collegato alla struttura a livello di piano tramite smorzatori viscosi. Il telaio controventato esterno è una struttura di contrasto sufficientemente rigida, generalmente reticolare in acciaio o setto in c.a., dotata di fondazione propria.

In questa configurazione, la deformazione dei FVDs è proporzionale agli spostamenti di piano e la loro efficienza è strettamente connessa alla rigidità della struttura di contrasto. Dato che la costante viscosa c è proporzionale alle masse di piano, i modi di vibrare non cambiano.

Il sistema DB, *Diagonal Bracing System*, è un telaio controventato a base fissa caratterizzato da smorzatori viscosi sulle diagonali che si attivano per spostamenti di interpiano. Il collegamento all'edificio è sempre realizzato a livello di piano.

I FVDs sono caratterizzati da una costante viscosa c proporzionale alla rigidità di piano ed anche in questo caso l'analisi modale non subisce alterazioni significative.

La forma modale dell'edificio non cambia. Qualora si volesse regolarizzare la deformata dell'edificio, è possibile variare la rigidità in altezza del telaio controventato.

Il sistema RB, *Rocking Base System*, consiste in un telaio controventato incernierato alla base, dove sono disposti degli smorzatori viscosi verticali che si attivano per effetto del movimento oscillatorio alla base appunto (*rocking base motion*). Questo sistema è generalmente chiamato "torre dissipativa".

La struttura di contrasto, collegata all'edificio sempre a livello di piano, deve essere rigida ed allo stesso tempo leggera. Infatti, essa, facendo perno alla base, per effetto del proprio peso potrebbe trascinare l'edificio durante un evento sismico. Per questo motivo solitamente si realizzano strutture di contrasto reticolari in acciaio, che permettono di ridurre al minimo la massa ed ottenere buoni risultati in termini di rigidità. Anche in questo caso, tramite la rigidità del controvento è possibile linearizzare la deformata dell'edificio.

La forma modale dell'edificio cambia per effetto della torre dissipativa che ha una deformata lineare.

In ciascuna delle configurazioni descritte possono essere impiegati smorzatori viscosi con comportamento lineare oppure non lineare.

3.4.2. Progettazione degli smorzatori viscosi

Prima di tutto occorre valutare la vulnerabilità sismica dell'edificio identificando lo spostamento target d_u in relazione al livello di danneggiamento ritenuto accettabile per l'azione sismica di progetto. Generalmente questo è possibile tramite un'analisi statica non lineare, la quale fornisce in output la curva di capacità o di pushover della struttura. La curva di pushover, così ottenuta, è rappresentativa del sistema reale a più gradi di libertà (MDOF, *Multi-Degrees Of Freedom*), quindi occorre trasformarla in una curva corrispondente al sistema equivalente ad un grado di libertà (SDOF, *Single-Degree Of Freedom*). La curva SDOF si interrompe in corrispondenza dello spostamento target individuato e quindi la si bilinearizza ottenendo una curva di capacità bilineare equivalente.

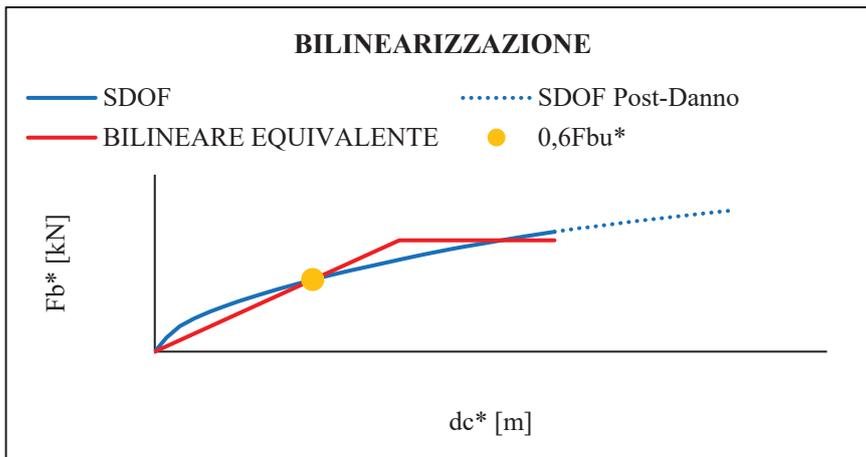


Figura 3.15. Esempio di bilinearizzazione della curva di capacità.

La bilineare equivalente mostra in primo luogo la duttilità dell'edificio μ_t , rapporto tra lo spostamento target d_u e lo spostamento a snervamento d_y .

$$\mu_t = \frac{d_u}{d_y}$$

Grazie alla duttilità del telaio, è possibile calcolare lo smorzamento ξ_t che è in grado di offrire l'edificio, mediante la seguente formula:

$$\xi_t = 0,05 + k \frac{2(\mu_t - 1)}{\pi \mu_t}$$

in cui k è un coefficiente variabile tra 0,33 e 1, assunto generalmente pari a 0,33 per edifici esistenti.

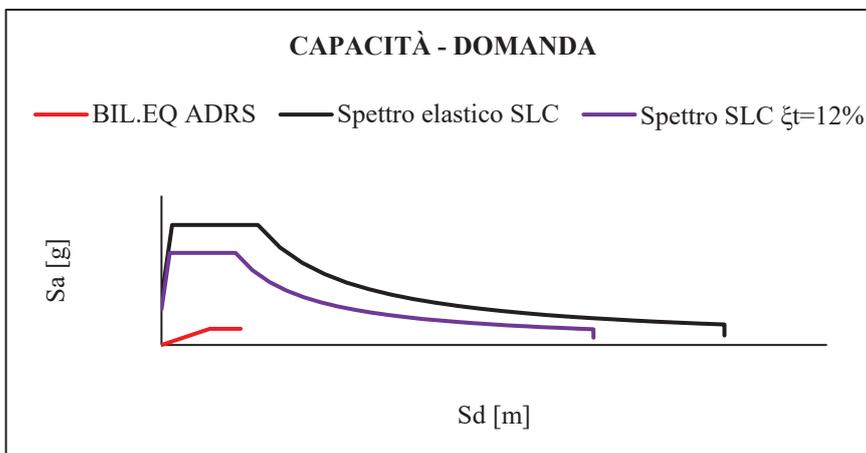


Figura 3.16. Determinazione del Performance Point.

A questo punto, note la capacità dell'edificio, cioè lo smorzamento che è in grado di offrire in funzione del livello di danno stabilito, e la domanda, rappresentata dall'azione sismica di progetto, si determina lo smorzamento aggiuntivo richiesto per l'individuazione del performance point.

$$\xi_{TOT} = \xi_t + \xi_d$$

Lo smorzamento aggiuntivo ξ_d si affida completamente al sistema di dissipazione esterno e si utilizza per la progettazione degli smorzatori viscosi.

Per la progettazione dei dissipatori viscosi, si può identificare lo smorzamento del sistema di dissipazione ξ_d come il rapporto tra somma dell'energia dissipata E_j da ogni smorzatore e la massima energia di deformazione E_f associata al primo modo di vibrare nella direzione considerata.

$$\xi_d = \frac{\sum_{j=1}^N E_j}{4\pi E_f}$$

Noti la pulsazione dell'edificio ω_t corrispondente al primo modo di vibrare nella direzione considerata, la massa di ciascun piano e lo spostamento target, la massima energia di deformazione E_f risulta

$$E_f = m_1(d_u\omega_t)^2/2$$

mentre, l'energia dissipata dipende dal comportamento dei dissipatori, se lineare oppure no.

Nel caso di dissipatori con comportamento lineare, l'energia dissipata dallo smorzatore j-esimo vale:

$$E_j = \pi c_{d,j} \omega_t s_j^2$$

dove $c_{d,j}$ è la costante viscosa del dissipatore j-esimo, mentre s_j è l'ampiezza di spostamento.

Gli spostamenti s degli smorzatori possono essere espressi in base agli spostamenti di piano u tramite un operatore lineare L che tiene conto della loro posizione.

$$s = Lu$$

Per quanto riguarda i sistemi FB e DB, i quali non alterano la forma modale dell'edificio, si distribuisce lo spostamento target d_u secondo la prima forma modale per la direzione considerata. In particolare, per un sistema FB, in cui gli smorzatori lavorano per spostamenti di piano, la corsa dei dispositivi risulta $s_j = d_u \varphi_{1,j}$. Invece, per un sistema DB, in cui i dissipatori si attivano per spostamenti di interpiano, nota l'inclinazione α delle diagonali su cui operano i FVDs, la corsa dei dispositivi risulta $s_j = d_u \cos \alpha (\varphi_{1,i} - \varphi_{1,i-1})$.

Relativamente alle torri dissipative, la componente i-esima del vettore s può essere espressa come $d_u z_i / H$, dove z_i è la quota del piano i-esimo mentre H è l'altezza totale dell'edificio.

Quindi, nel caso di FVDs lineari e tutti uguali, la costante viscosa si ottiene dalla seguente espressione.

$$c_d = \xi_d \frac{2m_1 d_u^2 \omega_t}{\sum_j s_j^2}$$

Nel caso di smorzatori con comportamento non lineare, l'energia dissipata dal dissipatore j-esimo è data dalla seguente formula:

$$E_j^{NL} = 2\sqrt{\pi} \cdot c_{d,j}^{NL} \cdot \omega_t^\alpha \cdot s_j^{1+\alpha} \cdot \frac{\Gamma(1 + \alpha/2)}{\Gamma(3/2 + \alpha/2)}$$

dove Γ è il fattore di partecipazione modale e α è l'esponente della velocità.

In questo caso, la costante viscosa si determina ipotizzando che l'energia dissipata in un ciclo da uno smorzatore non lineare sia la stessa di quella dissipata da uno lineare, considerata la stessa pulsazione ω_t e la stessa ampiezza di spostamento s_j . In ipotesi di dissipatori uguali tra loro, la costante viscosa si ottiene dall'espressione sottostante.

$$c_d^{NL} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot c_d \cdot \omega_t^{1-\alpha} \cdot \frac{\sum_j s_j^2}{\sum_j s_j^{1+\alpha}} \cdot \frac{\Gamma(3/2 + \alpha/2)}{\Gamma(1 + \alpha/2)}$$

La forza sui singoli dispositivi può essere stimata come $F_j = c_d \omega_t s_j$.

Si fa presente che il metodo velocemente illustrato non è l'unico possibile, anzi non esiste una vera e propria linea guida (come scritto al paragrafo 2.4). In ogni caso, è necessario, come sottolineano le NTC 2018, verificare l'efficacia del sistema di dissipazione mediante analisi non lineari, visto il comportamento non lineare dei dispositivi descritti.

4. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO: IL “COLLEGIO UNIVERSITARIO FAZZINI”

Il “Collegio Universitario Fazzini” è un edificio situato in Via Le Mosse nel comune di Camerino (MC). Fino all’ottobre del 2016 il fabbricato è stato sede degli alloggi ERSU e del presidio territoriale di Camerino dell’ufficio regionale di Protezione Civile. A seguito degli eventi sismici del 26 e 30 ottobre 2016 l’immobile è stato dichiarato inagibile e tutt’ora risulta inutilizzato.

Il presente caso studio vuole illustrare il percorso di conoscenza effettuato, il progetto simulato dei principali elementi strutturali, la modellazione FEM e la valutazione della capacità dell’edificio. Infine, vista la necessità di adeguare sismicamente il fabbricato, si progetta un sistema di dissipazione esterno dotato di smorzatori viscosi.



Figura 4.1. Vista dall’alto del Collegio Universitario Fazzini.



Figura 4.2. Prospetto principale dell’edificio, lato Nord.

4.1. INQUADRAMENTO NORMATIVO

La norma di riferimento è il D.M. 17/01/2018 *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*, con relativa Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*

Le NTC 2018 trattano le costruzioni esistenti al Capitolo 8 ed in particolare, al paragrafo 8.1, definiscono una costruzione esistente come quella che, al momento della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, abbia la struttura completamente realizzata.

Nella valutazione della sicurezza e nella progettazione degli interventi, come scritto al 8.2, occorre tenere conto di alcuni aspetti tra cui: stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione; eventuali difetti di impostazione e di realizzazione; azioni, anche eccezionali, che hanno colpito l'edificio provocando effetti non completamente noti; degrado e modifiche significative della struttura rispetto alla situazione originale.

Sulla base del livello di approfondimento dipendente dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini svolte, nel definire il modello strutturale si dovranno tenere in considerazione: geometria e particolari costruttivi; proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni; carichi permanenti.

L'impiego dei metodi di analisi e di verifica sarà determinato dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili e dall'utilizzo di coefficienti denominati "Fattori di Confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra citate.

Il modello di riferimento per le analisi dovrà essere realizzato, come specificato al paragrafo 8.5 delle NTC, sulla base dei risultati delle seguenti fasi: analisi storico-critica, rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali.

L'analisi storico-critica consiste nell'individuazione del processo di realizzazione, delle modifiche subite nel tempo e degli eventi, anche eccezionali, che hanno interessato l'edificio.

Il rilievo comprende il rilievo geometrico-strutturale della geometria complessiva e dei particolari costruttivi, al fine di identificare l'organismo resistente della costruzione tenendo conto della qualità, dello stato di conservazione e degli eventuali dissesti.

La caratterizzazione meccanica dei materiali permette la definizione dei parametri meccanici dei materiali impiegati nella struttura, mediante esami visivi in sito e prove sperimentali in sito e laboratorio.

Nella Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. sono descritti in maniera dettagliata i passi appena citati.

Per quanto riguarda l'analisi storico-critica è necessario innanzitutto reperire i documenti disponibili sulle origini del fabbricato e sulle modifiche, quali disegni e relazioni progettuali. In particolare, come illustrato al C8.5.1, occorre determinare:

- Epoca di costruzione;
- Tecniche, regole costruttive e norme tecniche vigenti all'epoca di costruzione;
- Forma originaria e successive modifiche;

- Traumi subiti ed alterazioni delle condizioni al contorno;
- Deformazioni, dissesti e quadri fessurativi;
- Eventuali interventi di consolidamento;
- Aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato di edifici, se l'edificio è parte di un aggregato.

La fase di rilievo per le costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio viene dettagliatamente descritta al C8.5.2.2. Il rilievo è finalizzato alla definizione della geometria esterna e dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi, con funzione strutturale o meno. In particolare, il rilievo di elementi non strutturali, quali ad esempio tamponature, pareti divisorie, controsoffitti ed impianti, è importante per la valutazione dei rischi connessi alla stabilità di questi durante eventi sismici.

Il rilievo geometrico deve essere finalizzato alla determinazione di:

- Organizzazione strutturale;
- Posizionamento e dimensioni di travi, pilastri, scale e setti;
- Tipologia dei solai, orditura e sezione verticale;
- Tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali.

Ai fini della valutazione della risposta sismica della struttura, sono di fondamentale importanza i dettagli costruttivi: informazioni su di essi possono essere ricavate dai disegni originali se disponibili, altrimenti mediante indagini in sito e progetto simulato.

Il progetto simulato deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche vigenti all'epoca di costruzione e delle rispettive pratiche e consuetudini costruttive. Esso è molto utile per risalire a quantità e disposizione delle armature negli elementi strutturali ed alle caratteristiche dei collegamenti.

Nonostante la disponibilità di disegni originali oppure di un progetto simulato, per verificare la rispondenza tra realtà e progetto, è necessario eseguire delle indagini in sito. Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, distinti per grado di approfondimento dei dettagli costruttivi: indagini limitate, indagini estese ed indagini esaustive. Le indagini limitate consistono in saggi a campione che permettono di verificare la corrispondenza tra le caratteristiche di elementi riportate negli elaborati progettuali, oppure ottenute mediante un progetto simulato, e la realtà. Le indagini estese si rendono utili quando non sono disponibili elaborati progettuali originali, oppure quando sono disponibili ma incompleti, o come alternativa ad un progetto simulato accompagnato da indagini limitate. Le indagini esaustive, invece, consentono il raggiungimento di un livello di conoscenza accurata e sono necessarie quando non sono disponibili documenti originali.

Dunque, i principali obiettivi del rilievo di una costruzione in calcestruzzo armato sono:

- Quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e relativa disposizione;
- Quantità di armatura trasversale in travi, pilastri, pareti e nodi trave-pilastro;
- Quantità di armatura longitudinale che contribuisce a momento negativo nelle travi a T presenti nei solai;
- Lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- Spessore dei copriferri;
- Lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi.

Relativamente alla caratterizzazione meccanica dei materiali la Circolare afferma, al paragrafo C8.5.3.2, che è possibile riferirsi anche alle norme dell'epoca di costruzione. Solitamente per il calcestruzzo si fa riferimento alle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera*, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; mentre per l'acciaio è necessario estrarre dei campioni da sottoporre a prova di trazione fino a rottura per determinare tensione di snervamento, tensione di rottura ed allungamento percentuale.

Sono ammesse prove non distruttive purché i risultati ottenuti siano comparati con quelli di prove distruttive.

Anche le prove, sulla base del grado di approfondimento raggiunto, si distinguono in tre livelli: prove limitate, prove estese e prove esaustive. Le prove limitate, cioè un numero limitato di prove in sito o su campioni, consentono di confermare e/o integrare informazioni ricavate da norme dell'epoca di costruzione, disegni originali o certificati di prova originali. Le prove estese, cioè prove in sito o su campioni in numero maggiore rispetto al livello precedente, hanno l'obiettivo di fornire informazioni in assenza di disegni originali, di certificati originali di prova, oppure quando i risultati delle prove limitate sono inferiori rispetto a quelli riportati sulla documentazione disponibile. Infine, le prove esaustive, cioè prove in sito o su campioni in numero maggiore rispetto al livello precedente, sono finalizzate a caratterizzare i materiali quando non si hanno a disposizione particolari documenti, quando si ottengono risultati inferiori con le prove limitate o estese rispetto ai valori riportati sugli elaborati e/o certificati a disposizione, oppure nei casi in cui si voglia raggiungere un livello di conoscenza dettagliata.

I principali parametri necessari alla definizione di un modello strutturale sono:

- Resistenza e modulo elastico del calcestruzzo;
- Tensione di snervamento, tensione di rottura ed allungamento percentuale dell'acciaio.

In funzione degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, le NTC 2018 (8.5.4) definiscono i Livelli di Conoscenza (LC) ordinati per informazioni crescenti: LC1, LC2 e LC3. A ciascuno di essi è associato un Fattore di Confidenza (FC) cioè un coefficiente riduttivo dei parametri meccanici dei materiali, in funzione del grado di approfondimento raggiunto.

La Circolare, al C8.5.4.2, determina i Fattori di Confidenza (FC), corrispondenti al Livello di Conoscenza (LC) raggiunto, per le costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio.

Il livello LC1 si intende raggiunto quando:

- Sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello di conoscenza considerato;
- Sia nota la geometria della struttura da disegni originali oppure da un rilievo; mentre i dettagli costruttivi siano stati determinati grazie ad un progetto simulato e a prove limitate in sito sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più significativi;

- Siano stati adottati i parametri meccanici dei materiali soliti della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati mediante prove limitate in sito sugli elementi più significativi.

Al livello LC1 corrisponde un fattore di confidenza $FC=1,35$. La valutazione della sicurezza solitamente è eseguita tramite un'analisi lineare, statica o dinamica.

Il livello LC2 si intende raggiunto quando:

- Sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello di conoscenza considerato;
- Sia nota la geometria della struttura da disegni originali oppure da un rilievo; mentre i dettagli costruttivi siano noti parzialmente da disegni costruttivi originali integrati con indagini limitate in sito sulle armature e sui collegamenti degli elementi più significativi, oppure siano noti grazie ad un'indagine estesa in sito;
- Siano note le caratteristiche meccaniche dei materiali in base ai disegni costruttivi integrati con prove limitate in sito, oppure in base ad indagini estese in sito.

Quindi il fattore di confidenza è $FC=1,20$. La valutazione della sicurezza è eseguita tramite metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Infine, il livello LC3 si intende raggiunto quando:

- Sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello di conoscenza considerato;
- Sia nota la geometria della struttura da disegni originali oppure da un rilievo; mentre i dettagli costruttivi siano noti da disegni costruttivi originali integrati con indagini limitate in sito sulle armature e sui collegamenti degli elementi più significativi, oppure siano noti grazie ad un'indagine esaustiva in sito;
- Siano note le caratteristiche meccaniche dei materiali in base ai disegni costruttivi e ai certificati di prova originali integrati con prove limitate in sito, oppure in base ad indagini esaustive in sito.

Il fattore di confidenza corrispondente a LC3 è $FC=1$. La valutazione di sicurezza è eseguita tramite metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Tabella 4.1. Tabella C8.5.IV, Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP.

La Circolare specifica che le resistenze dei materiali, da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi, sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni

disponibili e dalle prove in sito aggiuntive, dividendole per il fattore di confidenza FC corrispondente al livello di conoscenza LC conseguito.

La Tabella C8.5.VI, di seguito riportata (*Tabella 4.2*), definisce la quantità di indagini e di prove che devono essere condotte al fine di raggiungere rispettivamente i livelli limitato, esteso ed esaustivo.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^(b) /(c) ^(d)
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Tabella 4.2. Tabella C8.5.V, Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP.

Le NTC 2018 distinguono, al paragrafo 8.4, gli interventi sulle costruzioni esistenti nelle seguenti categorie: interventi di riparazione o locali, interventi di miglioramento ed interventi di adeguamento.

Gli interventi di riparazione o locali riguardano singole parti e/o elementi della struttura. Essi non devono modificare in modo significativo il comportamento globale della struttura e si svolgono per i seguenti fini:

- Ripristinare le condizioni iniziali di elementi o parti danneggiate;
- Migliorare la resistenza e/o la duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- Impedire meccanismi di collasso locale;
- Modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Gli interventi di miglioramento hanno lo scopo di aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere livelli di sicurezza fissati. Occorre valutare la sicurezza di tutte le parti coinvolte da modifiche di comportamento, quindi della struttura globale se necessario.

Gli interventi di adeguamento, invece, hanno lo scopo di aumentare la sicurezza strutturale preesistente raggiungendo livelli di sicurezza fissati. La valutazione della sicurezza, il progetto d'intervento e le verifiche dovranno interessare l'intera struttura.

Tale tipologia di intervento è obbligatoria quando si intende:

- Sopraelevare la costruzione;
- Ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne la risposta;
- Apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica;
- Effettuare interventi strutturali che modificano il sistema strutturale esistente e quindi il suo comportamento;
- Portare la classe d'uso a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Il collaudo statico è obbligatorio per gli interventi di miglioramento e di adeguamento.

4.2. PERCORSO DI CONOSCENZA EFFETTUATO

4.2.1. Analisi storico-critica

Il Collegio Universitario Fazzini, come già anticipato, è situato in Via Le Mosse presso il comune di Camerino, in provincia di Macerata.

Esso risulta essere stato edificato nella prima metà degli anni '70, circa tra il 1970 ed il 1973, quando ancora non vigeva l'obbligo di deposito del progetto presso il Genio Civile. Infatti, non si ha nessun tipo di elaborato progettuale o documento originale a disposizione.

La destinazione d'uso prevista dal costruttore era residenziale ad uso privato o struttura ricettiva alberghiera.

Successivamente l'immobile è stato acquistato dall'Università di Camerino che lo ha utilizzato sia come collegio universitario che come sede delle segreterie studenti. Inoltre, il fabbricato ha ospitato anche archivi ed uffici del presidio territoriale di Camerino dell'ufficio regionale di Protezione Civile.

In seguito agli eventi sismici del 26 e 30 ottobre 2016 l'edificio è stato dichiarato inagibile e tutt'ora risulta inutilizzato.

4.2.2. Progetto della campagna sperimentale di prove

Di seguito si descrive il percorso effettuato per raggiungere un livello di conoscenza adeguato finalizzato da un lato ad individuare i danni causati dalla crisi sismica del 2016-2017 e dall'altro a valutare l'attuale livello di sicurezza e prestazione sismica della struttura, nonché la progettazione di un intervento di adeguamento sismico dell'edificio.

Il percorso di conoscenza comprende le fasi seguenti:

- 1) Rilievo completo della geometria e dei dettagli costruttivi delle sezioni;
- 2) Caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati, cioè calcestruzzo e barre d'armatura, attraverso prove non distruttive sclerometriche ed ultrasoniche e prove di schiacciamento di provini cilindrici (carote) prelevate in situ;
- 3) Ricognizione dei danni conseguenti ai principali eventi sismici del 2016-2017;
- 4) Interpretazione dei dati sperimentali finalizzata alle analisi strutturali per lo studio della risposta sismica ed il progetto di un intervento di adeguamento sismico.

La campagna di rilievi ed indagini sperimentali del Collegio Fazzini è stata effettuata su commissione dell'Università di Camerino nei mesi di agosto e settembre 2016 e nelle giornate del 23/10, 26/10, 27/10, 31/10 e 09/11/2017.

I rilievi geometrici e la campagna di prove sperimentali in situ e in laboratorio sono stati estesi a tutta la costruzione al fine di mettere in luce un quadro omogeneo di conoscenza del fabbricato, concentrandosi in modo attento sulle porzioni più rilevanti ai fini della risposta sismica.

Il programma è stato stabilito in modo tale da limitare le operazioni distruttive, sostituendole con almeno il triplo di prove non distruttive.

Le prove sperimentali sono state condotte dal Laboratorio #DIAGNOSTICS del Centro Laboratori Integrati Condivisi (CLIC) della Scuola di Architettura e Design dell'Università degli Studi di Camerino.

Le indagini effettuate comprendono:

- Prove endoscopiche per la determinazione della stratigrafia delle pareti perimetrali di tamponatura, dei divisori interni di significativo spessore e degli orizzontamenti;
- Prove magnetoscopiche al fine di individuare la posizione e il diametro delle barre d'armatura degli elementi strutturali indagati;
- Rimozione dell'intonaco per l'esecuzione di prove ultrasoniche e sclerometriche;
- Rimozione del calcestruzzo corticale al fine di verificare i dettagli costruttivi;
- Prelievo di provini cilindrici di cls per l'esecuzione di prove di schiacciamento;
- Prelievo di spezzoni di barre d'armatura per l'esecuzione di prove di trazione.

Non sono presenti quadri lesivi significativi riconducibili a cedimenti fondali pregressi o attivati dalla sequenza sismica del 2016.

L'ubicazione delle indagini è visibile dalle planimetrie riportate di seguito insieme alla legenda.



Figura 4.3. Legenda riportante i simboli delle indagini in situ effettuate.

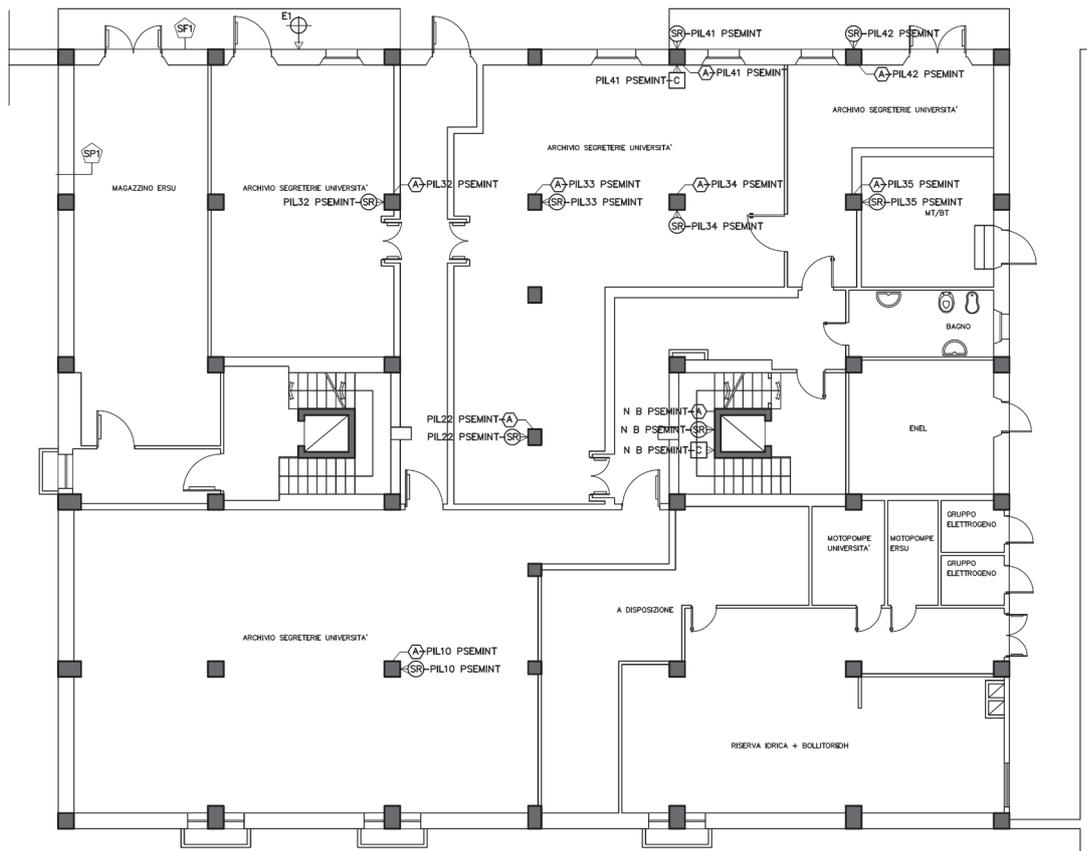


Figura 4.4. Ubicazione delle indagini al piano seminterrato.

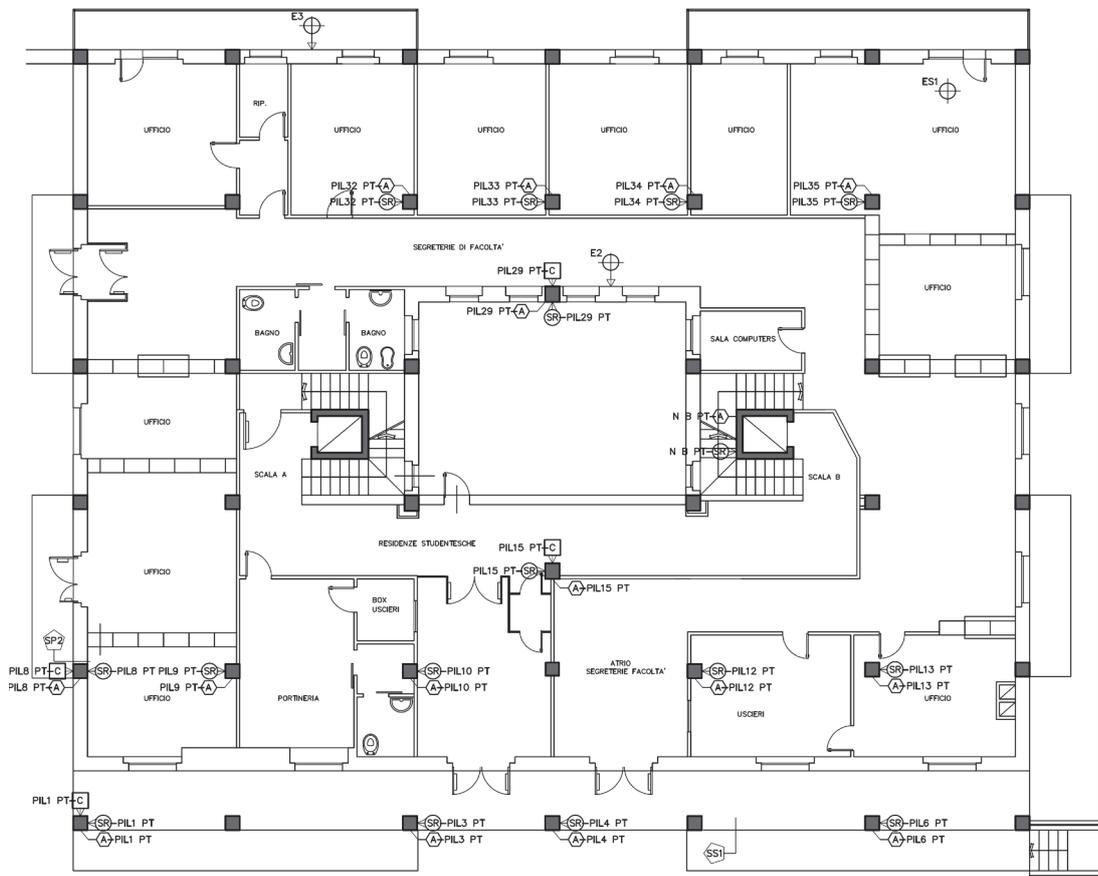


Figura 4.5. Ubicazione delle indagini al piano terra.

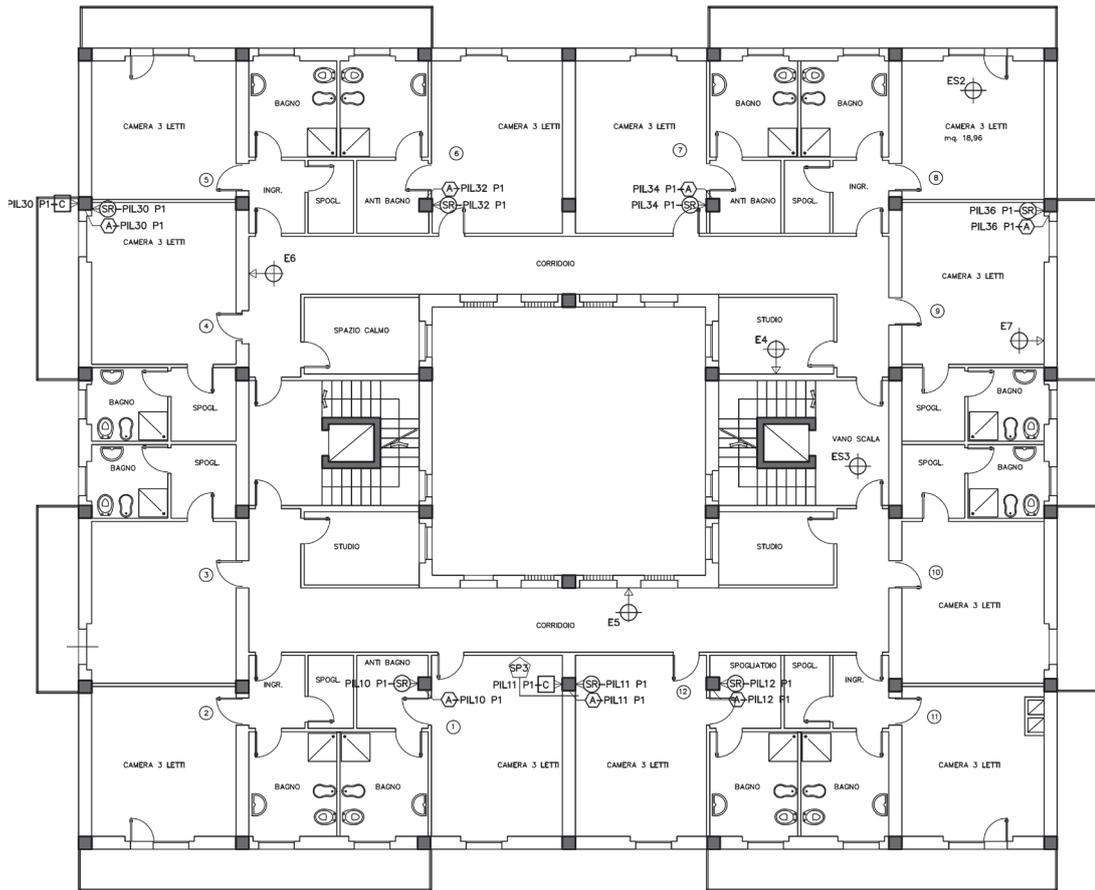


Figura 4.6. Ubicazione delle indagini al piano primo.

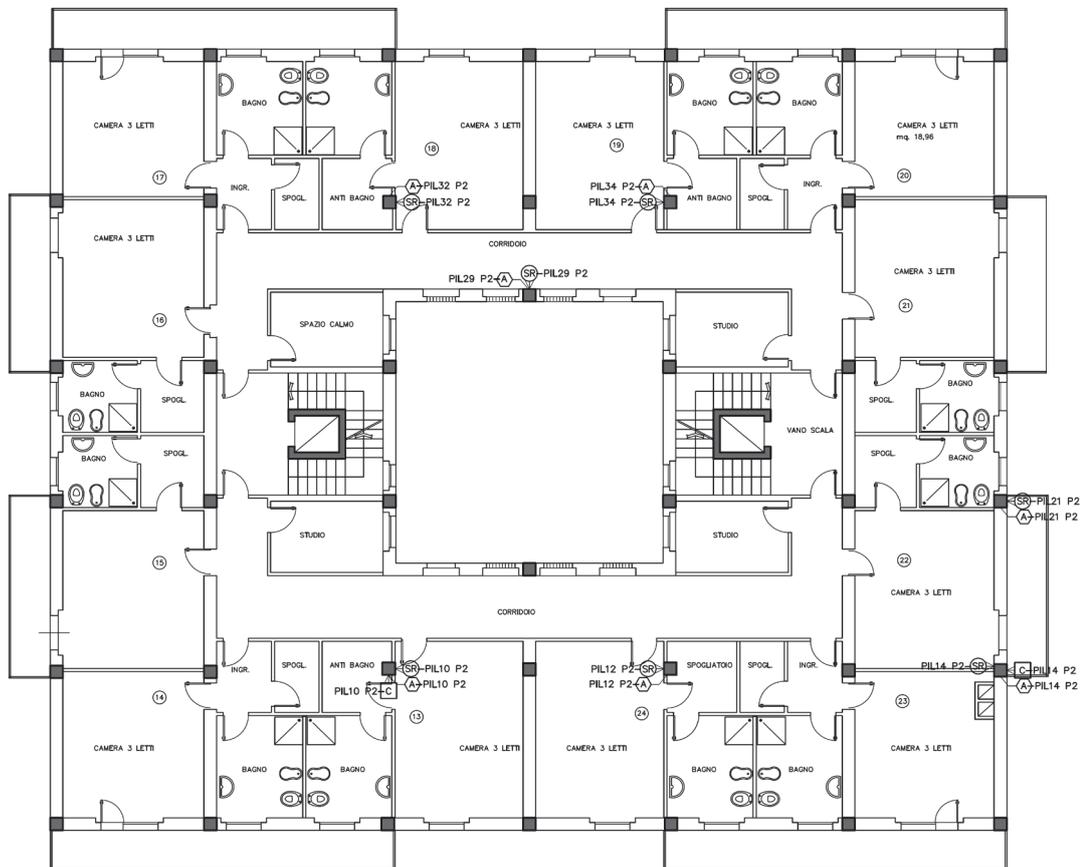


Figura 4.7. Ubicazione delle indagini al piano secondo.

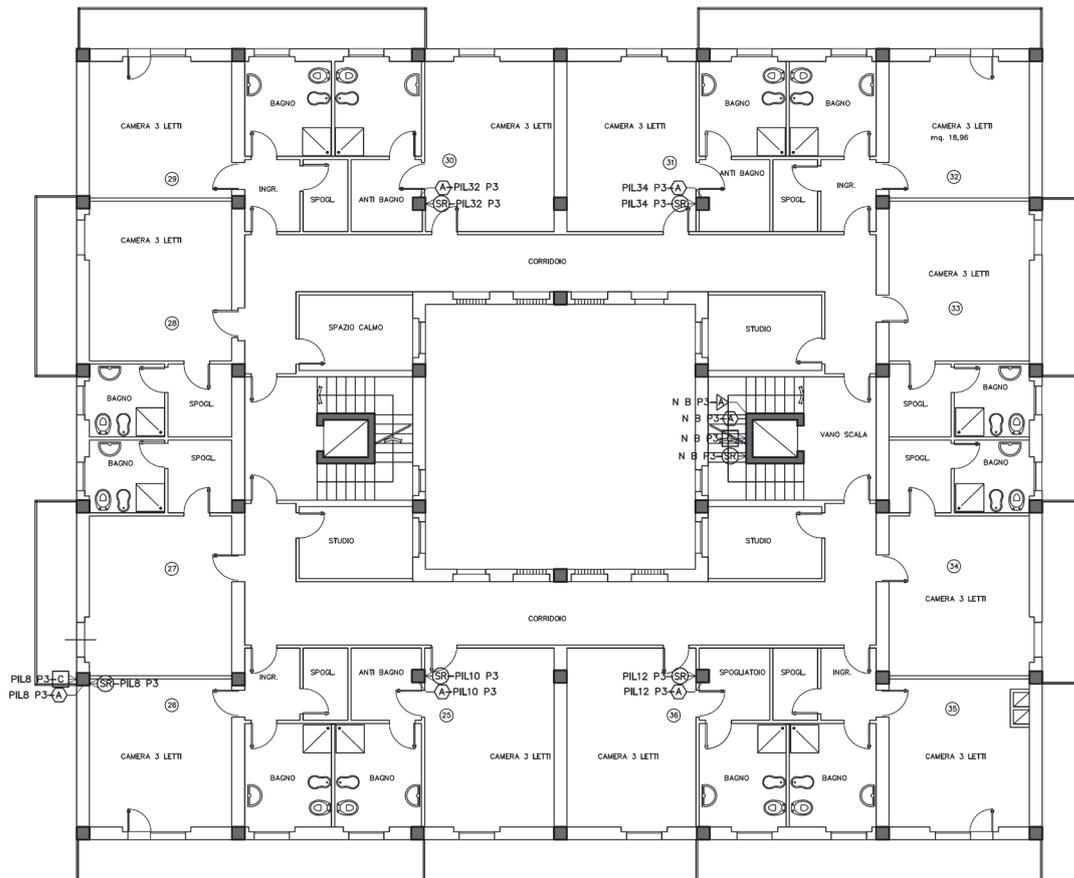


Figura 4.8. Ubicazione delle indagini al piano terzo.

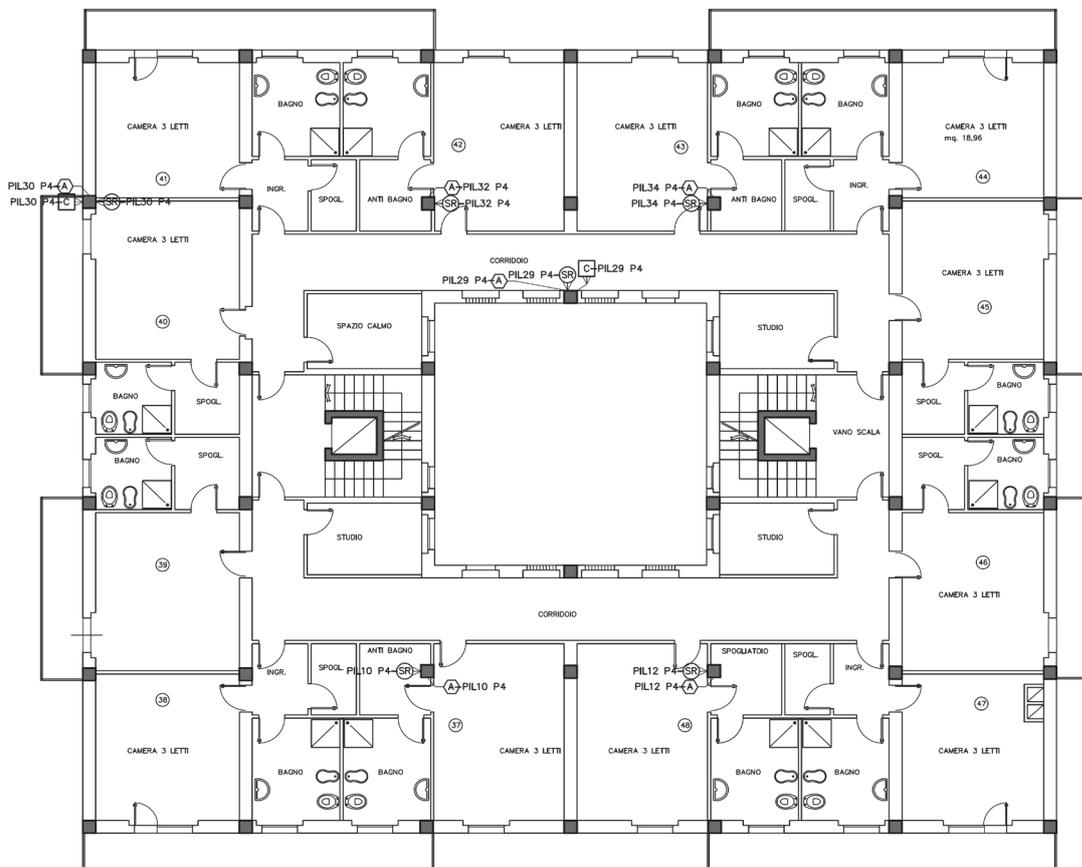


Figura 4.9. Ubicazione delle indagini al piano quarto.

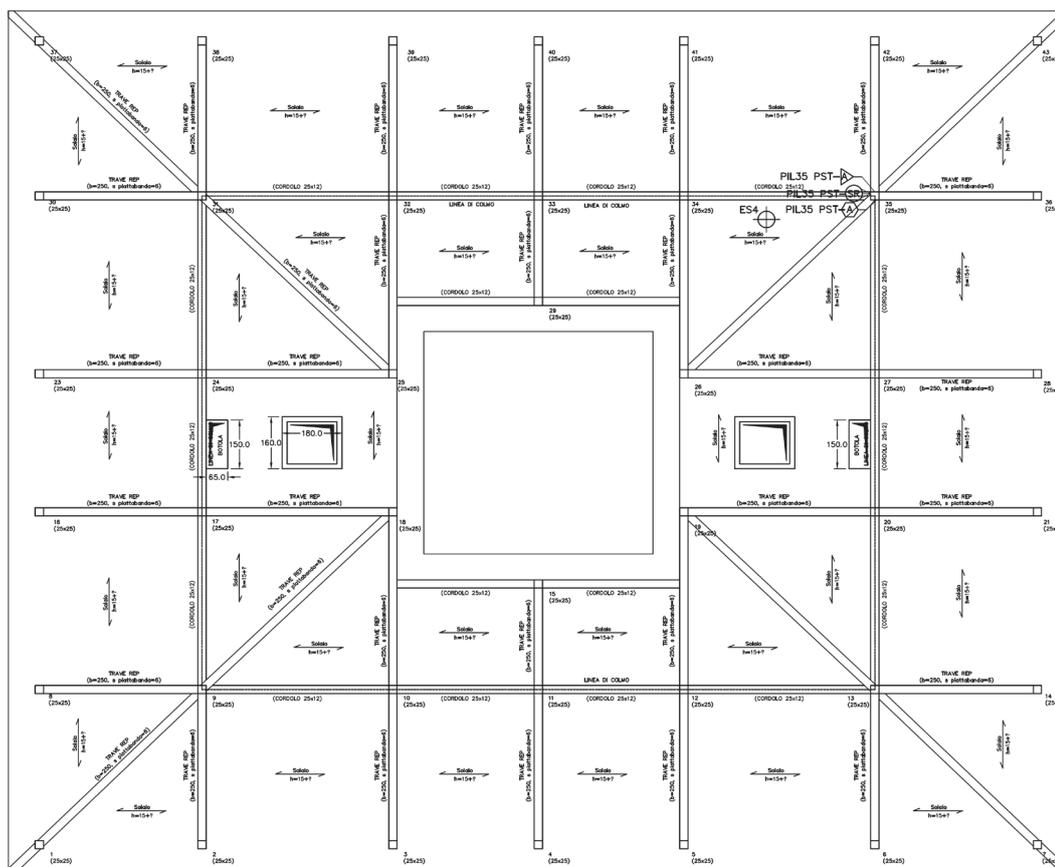


Figura 4.10. Ubicazione delle indagini al piano sottotetto.

4.2.3. Rilievo geometrico e dettagli costruttivi

L'edificio è a pianta rettangolare doppiamente simmetrica e di dimensioni 30,18 m x 25,00 m. Esso presenta, a partire dalla prima elevazione fuori terra, una corte interna di dimensioni 8,35 m x 8,35 m.

In elevazione esso è formato da:

- Piano seminterrato di altezza pari a 2,52 m;
- Piano terreno di altezza pari a 3,69 m;
- Piano primo, secondo e terzo di altezza pari a 3,19 m ciascuno;
- Piano quarto di altezza pari a 3,13 m;
- Sottotetto accessibile per soli scopi manutentivi con altezza massima pari a 2,03 m.

Dunque, le elevazioni sono sette e l'altezza totale al colmo risulta circa 21 m.

Il piano seminterrato è soggetto alla spinta del terreno solamente su due lati vista la pendenza naturale del terreno.

La **struttura portante** è a telaio monodirezionale in calcestruzzo armato, con pilastri gettati in opera e travi tipo REP ordite nella sola direzione trasversale alla facciata principale, facciata Nord. In direzione ortogonale a tali travi, solo perimetralmente sono presenti delle travi formate da una coppia di travetti di solaio accostati tra loro.

Le travi REP sono travi miste acciaio-calcestruzzo parzialmente prefabbricate. Infatti, per trave REP (Figura 4.11) in realtà si intende la trave metallica realizzata in stabilimento e formata da:

- Un corrente inferiore costituito da un fondello di acciaio ed eventuali barre ad esso saldate;
- Un corrente superiore formato da almeno una coppia di profilati;
- Un'anima a traliccio di collegamento saldata al corrente inferiore e superiore.

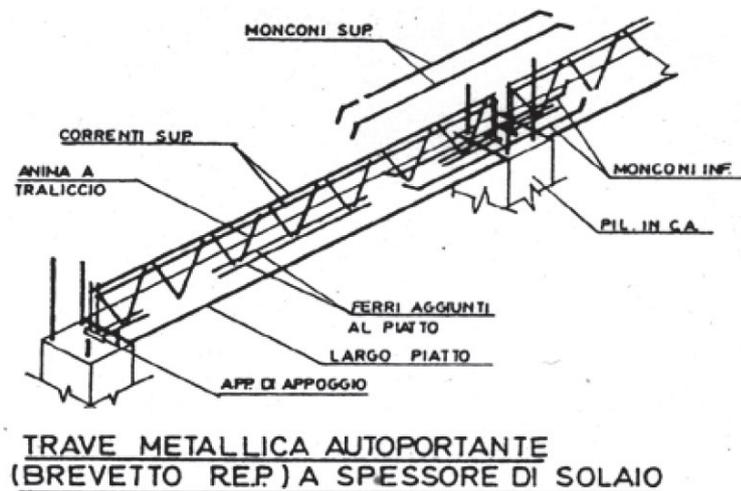


Figura 4.11. Trave REP, da Prof. Ing. Franco Braga, Prof. Ing. Gian Michele Calvi, Prof. Ing. Raffaele Landolfo, Ing. Roberto Scotta, Prof. Ing. Arch. Enzo Siviero, PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, TECNOSTRUTTURE s.r.l., Noventa di Piave (Ve), Maggioli Editore, 4° Edizione, 2011.

La trave REP viene completata quindi con il getto di calcestruzzo. Nel caso in esame tutte le travi sono in spessore di solaio. I solai sono latero-cementizi tutti da 18+3 cm ad eccezione dell'impalcato del sottotetto caratterizzato da un 12+3 cm. Quindi, anche la copertura, a padiglione, è costituita da un solaio in latero-cemento da 18+3 cm.

Il collegamento tra le varie elevazioni è reso possibile grazie alla presenza di due vani scala con al centro un nucleo ascensore in c.a.; tali vani sono in posizione simmetrica. Le scale sono a soletta rampante mentre i nuclei ascensori sono a C con setti da 15 cm di spessore. In copertura svettano i due torrini per l'extra-corsa dei nuclei ascensori.

La fondazione è di tipo superficiale costituita da plinti collegati da cordoli in cemento armato.

Di seguito si descrivono nel dettaglio gli elementi strutturali e non strutturali rilevati.

I **pilastrini**, come già anticipato, sono in c.a. gettati in opera e sono rastremati in altezza. Al piano seminterrato i pilastrini di spigolo sono di sezione quadrata 35 cm x 35 cm, mentre quelli centrali sono da 50 cm x 50 cm e 40 cm x 40 cm. Al piano terra, quelli di spigolo si mantengono tali, mentre gli altri rastremano di 5 cm in entrambe le direzioni. Al piano primo si ha un'ulteriore rastremazione di 5 cm in entrambe le direzioni ad eccezione di quelli di spigolo che continuano ad essere da 35 cm x 35 cm. Al secondo piano le sezioni diventano rettangolari, quindi quelli di spigolo 35 cm x 30 cm e quelli centrali 40 cm x

35 cm; al terzo piano quelli di spigolo diventano nuovamente quadrati da 30 cm x 30 cm, mentre gli altri rastremano di 5 cm in entrambe le direzioni. Al quarto piano tutti i pilastri presentano una sezione quadrata 30 cm x 30 cm mentre al sottotetto tutti i pilastri sono da 25 cm x 25 cm.

Da alcuni saggi si è potuto osservare che i pilastri presentano un'armatura liscia (*Figura 4.12*) di diametro prevalentemente $\phi 16$. Le sovrapposizioni si estendono per 60 cm a partire dal solaio di calpestio, con uncini terminali nei ferri di arrivo, come si può osservare in *Figura 4.13*. Inoltre, si sono notate differenze nelle misure dei copriferri, sinonimo di una posa non sempre ottimale dei ferri nei casseri.

Sui pilastri sono state condotte indagini sclerometriche per la misurazione della resistenza del calcestruzzo e pacometriche per l'individuazione dell'armatura longitudinale, trasversale e del copriferro. Al paragrafo 4.2.5 ne sono riportati i risultati.

Inoltre, sono state estratte anche alcune carote da testare a schiacciamento in laboratorio, per una valutazione veritiera e certa della classe del calcestruzzo, e quindi per confermare le letture sclerometriche.



Figura 4.12. Particolare dell'armatura liscia dei pilastri.



Figura 4.13. Particolare della lunghezza di sovrapposizione delle barre longitudinali dei pilastri.

Le **travate** sono di tipo REP (*Figura 4.14*) e sono ordite solo in direzione trasversale alla facciata principale dell'edificio (facciata Nord). In direzione ortogonale a queste, sono presenti, solo perimetralmente, delle travi costituite da due travetti di solaio affiancati tra loro, come si può vedere in *Figura 4.15*.



Figura 4.14. Foto di alcune travi REP in cui è possibile osservare: il fondello in acciaio, il traliccio di collegamento tra corrente inferiore e superiore ed inoltre anche dei ganci molto probabilmente di compartecipazione trave-soletta del solaio.



Figura 4.15. Trave perimetrale, vista da sotto, composta da due travetti di solaio affiancati tra loro.

La tecnologia REP è stata inventata nel 1967 dall'ingegnere Salvatore Leone, che estese alle costruzioni civili l'impiego del sistema misto, già diffuso nelle grandi infrastrutture quali ponti. Infatti, la trave REP, o trave reticolare autoportante, è una trave metallica reticolare che, successivamente al getto di completamento di calcestruzzo, dà luogo ad una struttura mista acciaio-calcestruzzo in spessore di solaio.

La trave metallica, realizzata in stabilimento interamente con acciaio liscio da carpenteria, si compone di (*Figura 4.11*):

- Un corrente inferiore costituito da un piatto e da eventuali barre longitudinali saldate su di esso;
- Un corrente superiore formato almeno da due barre longitudinali affiancate tra loro;
- Un'anima a traliccio di collegamento tra i correnti inferiore e superiore;
- Terminali di appoggio alle estremità costituiti da spezzoni di barre per garantire l'ancoraggio trave-pilastro.

La trave metallica reticolare porta tutto il carico fino alla completa maturazione del calcestruzzo, momento dal quale la struttura può considerarsi definitivamente mista e, quindi, acciaio e calcestruzzo collaborano nel resistere ai carichi.

Nel caso in oggetto tutte le travi hanno una sezione di 25 cm di larghezza e 21 cm di altezza. Quindi, sono realizzate in spessore di solaio ad eccezione di quelle del sottotetto che sono estradossate visto lo spessore minore dell'impalcato.

La trave metallica presenta un fondello in acciaio di dimensioni in sezione di 25 cm x 6 mm ed un traliccio, costituito da barre ad aderenza migliorata inclinate a 45°, saldato su di esso. Come si può notare in *Figura 4.14*, sono stati trovati dei ganci di diametro $\phi 10$ e $\phi 12$ probabilmente di compartecipazione tra la soletta del solaio e le travi.

Dai saggi non è stato possibile identificare la presenza di barre aggiuntive nel corrente inferiore, né il diametro di quelle costituenti il corrente superiore e nemmeno verificare la presenza o meno dei terminali di appoggio. Perciò si è resa necessaria la redazione di un progetto simulato, descritto al 4.3.6.

Anche tutte le travi a sostegno della copertura sono di tipo REP ad eccezione di quella di colmo che è costituita da almeno una coppia di travetti di solaio affiancati tra loro. Come mostrato in *Figura 4.16*, nelle REP a sostegno della copertura sembrano essere presenti $2\phi 22$ saldati sul fondello inferiore.

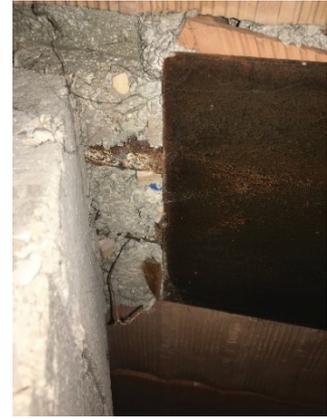


Figura 4.16. Travi REP a sostegno della copertura: i ferri sul corrente inferiore sono $2\phi 22$.

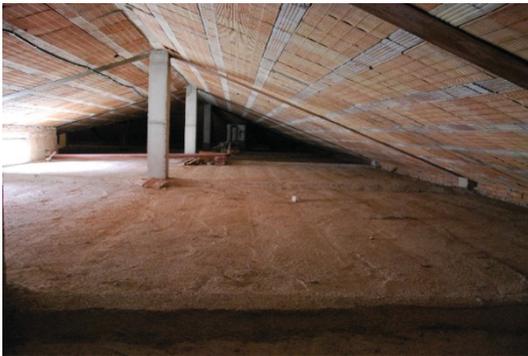


Figura 4.17. Particolari del solaio di copertura e dell'impalcato del sottotetto in cui sono presenti travi REP estradossate.

Il piano seminterrato è soggetto alla spinta del terreno solamente ai lati Nord ed Est, dove non presenta **muri contro terra** in calcestruzzo armato ma delle murature realizzate con laterizi di dimensioni 25 cm x 26 cm x 12,5 cm a 8 fori circolari. Tali laterizi sono posizionati con l'asse dei fori orizzontale e parallelo allo sviluppo lineare del muro, come si può osservare in *Figura 4.18*, determinando in questo modo uno spessore di quest'ultimo pari a 25 cm. Tra il muro ed il terreno è interposto uno strato di ghiaione di riempimento.



Figura 4.18. Muro contro terra con blocchi a 8 fori circolari.



Figura 4.19. Paramento interno del muro contro terra.

Internamente è presente un'intercapedine d'aria, una fodera di tavelle da 6 cm ed uno strato di intonaco (*Figura 4.19*).

Il collegamento tra le diverse elevazioni del fabbricato è realizzato con due **vani scale** simmetrici a tre rampe, con nucleo ascensore in c.a. sagomato a C in posizione centrale, di dimensioni 180 cm x 160 cm e spessore 15 cm. Le scale sono a soletta rampante in c.a. di larghezza pari a 120 cm e di spessore circa 15 cm; esse sono gettate in appoggio sulle tamponature perimetrali come mostrato in *Figura 4.20*.



Figura 4.20. Particolare dell'appoggio della soletta rampante della scala sulle tamponature perimetrali.

Lato ascensore, la scala non può praticamente considerarsi appoggiata, visto che non sono presenti né un vero e proprio proseguimento della soletta rampante all'interno dei setti del nucleo e nemmeno degli spezzoni di armatura di ancoraggio tra i due elementi strutturali (*Figura 4.21*). Tutto ciò perché le scale sono state realizzate in un secondo momento rispetto ai nuclei ascensori.



Figura 4.21. Particolare dell'assenza di collegamento tra scala e nucleo ascensore.

I pianerottoli di piano sono realizzati con solaio latero-cementizio analogo a quello di piano. I pilastri che circondano i due vani scale sono collegati da travi REP in entrambe le direzioni.

Le scale e gli ascensori consentono il raggiungimento del quarto piano. L'accesso al sottotetto è possibile attraverso due botole posizionate in corrispondenza dei pianerottoli di arrivo delle scale al quarto piano.

L'extra-corsa dei due nuclei ascensori è di circa 70 cm rispetto all'estradosso del solaio del sottotetto ed entrambi sono sormontati da torrini di copertura (Figura 4.22).



Figura 4.22. Copertura a padiglione con torrini per l'extra-corsa dei nuclei ascensori.

I torrini sono realizzati con blocchi di laterizio forato che appoggiano su una soletta in c.a. di spessore 20 cm aggettante dal nucleo stesso. L'altezza al colmo della copertura del torrino, costituita da un solaio in latero-cemento da 8+3 cm, è di 2,45 m misurati dall'estradosso della soletta di calpestio (Figura 4.23).



Figura 4.23. Foto in cui si nota l'extra-corsa del nucleo ascensore, la soletta di 20 cm aggettante dal nucleo stesso e le tamponature del torrino.

La **fondazione** è di tipo superficiale costituita da plinti isolati collegati da cordoli solamente in direzione Nord-Sud, cioè la stessa direzione delle travi REP. In direzione Est-Ovest non sono presenti cordoli se non perimetralmente a sostegno delle tamponature. Per poter verificare il tipo di fondazione è stato eseguito uno scavo (Figura 4.24) intorno ad un plinto perimetrale. Così è stato possibile rilevare un'altezza del plinto di circa 70 cm ed un'impronta pari a 2,10 m in direzione parallela alla tamponatura, mentre, in direzione trasversale pari a 90 cm a partire dal filo del pilastro verso l'esterno. Al di sotto del plinto è stato misurato uno strato di magrone di circa 30 cm di spessore. Inoltre, è

stato possibile verificare la presenza del cordolo perimetrale in c.a. di altezza pari a 30 cm.



Figura 4.24. Scavo eseguito in corrispondenza di un plinto perimetrale.

I due nuclei ascensori, secondo le dichiarazioni del costruttore, dovrebbero essere sostenuti da una zattera maggiormente approfondita, rispetto alla quota d'imposta dei plinti dei pilastri, per consentire la realizzazione della fossa dell'ascensore.

I **solai** sono di tipo latero-cementizio di altezza 18+3 cm dal piano terreno alla copertura ad eccezione dell'impalcato del sottotetto che risulta invece 12+3 cm. I travetti presentano un fondello in laterizio ed un interasse costante pari a 52 cm per tutti gli impalcati. Tutti i solai sono orditi parallelamente alla facciata principale scaricando il peso sulle travi REP (*Figura 4.25*); fanno eccezione le maglie di solaio su cui appoggiano le rampe della scala, che sono orditi nell'altra direzione.

Le pignatte, sia quelle da 18 cm che quelle da 12 cm, presentano una lunettatura sommitale di circa 3 cm (*Figura 4.26*).



Figura 4.25. Particolare dell'orditura del solaio che scarica sulla trave REP.



Figura 4.26. Particolare della lunettatura sommitale da 3 cm delle pignatte.

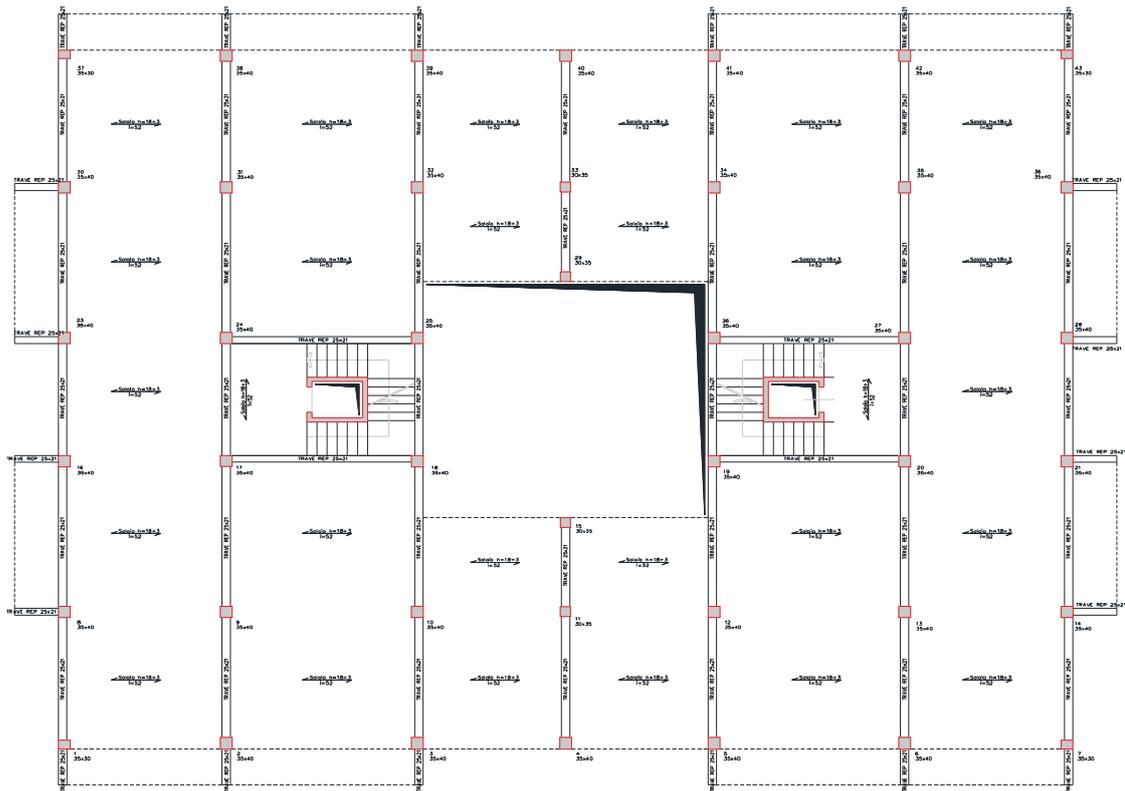


Figura 4.27. Carpenteria di piano tipo.

La soletta di completamento dei solai non è armata e ha uno spessore di 3 cm. Essa è realizzata in continuità con il soprastante massetto di allettamento del pavimento per uno spessore complessivo (soletta-massetto-pavimento) di circa 8,5-9 cm. All'intradosso del solaio si ha uno strato di intonaco di 1,5 cm di spessore.

Come si può notare in *Figura 4.28*, il solaio di calpestio del sottotetto è stato realizzato in continuità con l'intradosso delle travi REP, che mantengono la stessa altezza, pari a 21 cm, misurata agli altri piani. Perciò, queste travi risultano estradossate dato che l'impalcato del sottotetto è da 12+3 cm. Nella stessa figura, inoltre, si può notare l'assenza di travi trasversali alle REP.



Figura 4.28. Impalcato di calpestio del sottotetto con travi REP estradosate.

Per quanto riguarda i **controsoffitti**, se ne possono trovare due tipologie entrambe al piano terreno (*Figura 4.29*). La prima è costituita da elementi in laterizio, tipo tavelloni di dimensioni 118 cm x 26 cm x 6 cm, non ispezionabili e presenti solamente nella zona

del portico a piano terra. Invece, la seconda tipologia è ispezionabile e si trova nella zona ERSU, sempre a piano terra; essa è costituita da pannelli leggeri fonoassorbenti ancorati con pendini all'intradosso del solaio.



Figura 4.29. A sinistra il tavellone costituente il controsoffitto del portico, mentre a destra il controsoffitto con pannelli fonoassorbenti.

I **balconi** sono costituiti dallo stesso solaio laterocementizio degli impalcati di piano, cioè 18+3 cm ordito in modo tale da scaricare il peso su monconi di travi REP a sbalzo. Il parapetto è formato da una ringhiera metallica.



Figura 4.30. Balconi.

La **copertura** è a padiglione ed il solaio è sempre da 18+3 cm con guaina impermeabilizzante posata direttamente al di sopra della soletta di completamento. Le falde sono sostenute da travi REP che appoggiano su pilastri di sezione quadrata da 25 cm x 25 cm (*Figura 4.31*); i pilastri perimetrali sono molto bassi, di altezza pari a 27 cm. Le travi di colmo sono formate da almeno due travetti di solaio affiancati tra loro. Il cornicione della copertura ha una proiezione orizzontale di 1 m circa sul lato esterno dell'edificio, mentre di 40 cm circa sul cortile interno.



Figura 4.31. A sinistra si notano le travi REP che appoggiano sui pilastri di sezione quadrata da 25 cm x 25 cm, mentre a destra un particolare della trave di colmo.

In copertura, svettano i due torrini che sormontano l'extra-corsa dei nuclei ascensori. Il torrino presenta una copertura costituita da un solaio da 8+3 cm (Figura 4.32). L'altezza al colmo della copertura del torrino è di 2,45 m, misurata a partire dall'estradosso della soletta di calpestio aggettante dal nucleo stesso.



Figura 4.32. Torrini e relativa copertura.



Figura 4.33. Cortile interno con relativa porzione ricoperta da solaio misto acciaio-calcestruzzo.

Come si può osservare in *Figura 4.33*, al piano terreno la corte interna presenta una dimensione minore rispetto ai piani superiori, a causa della presenza di una porzione di corridoio coperta da un solaio di tipo misto acciaio-calcestruzzo. Esso è costituito da una lamiera grecata, una soletta da 5 cm, uno strato di guaina impermeabilizzante e del

pietrisco. Tale copertura è sostenuta da travi in acciaio S275 di sezione HEB220 e IPE200. Anche tale porzione è controsoffittata con pannelli leggeri fonoassorbenti.

Le **tamponature perimetrali e i divisori interni** sono stati identificati attraverso saggi locali descritti dettagliatamente al paragrafo 4.2.4.

Le tamponature esterne, come si può notare in *Figura 4.34*, sono in parte intonacate ed in parte faccia a vista; in entrambi i casi sono costituite da due paramenti separati da un'intercapedine d'aria. Il paramento esterno ha sempre uno spessore di 12,5 cm, mentre quello interno di 8 cm. Le facce interne dei paramenti sono ricoperte da uno strato di catrame spalmato a pennello, con il compito di saturare i pori e migliorare il comfort termico dell'edificio, visto che, all'epoca, non era utilizzato ancora l'isolante. Lo spessore delle tamponature è tale da lasciare i pilastri a filo, sia internamente che esternamente, facendo variare lo spessore dell'intercapedine d'aria.

La stratigrafia delle tamponature intonacate, dall'interno all'esterno, è la seguente:

- Strato di intonaco da 1-2 cm;
- Laterizio forato da 8 cm;
- Intercapedine d'aria (spessore variabile a seconda delle dimensioni dei pilastri);
- Laterizio forato da 12,5 cm;
- Strato di intonaco da 1-2 cm.

La stratigrafia delle tamponature faccia a vista è la stessa, ad eccezione del paramento esterno che risulta formato da blocchi semipieni da 12,5 cm a vista.

Le tamponature perimetrali non presentano collegamenti trasversali tra i due paramenti di laterizio.



Figura 4.34. Tamponature esterne di due tipologie: intonacate e faccia a vista.

Le tamponature sulle corte interna sono intonacate, analoghe a quelle appena descritte.

Le tamponature dei due vani scale, sia sulla corte interna che sui vani interni del fabbricato, è di spessore circa 29 cm ed è costituita dallo stesso blocco utilizzato nei muri contro terra. Il blocco a 8 fori circolari da 25 cm di spessore è ricoperto da uno strato di intonaco da 2 cm di spessore per parte.

Per quanto riguarda i divisori interni si possono trovare differenti tipologie. Dal primo al quarto piano i divisori interni sono di due tipologie: la prima tipologia è il classico tramezzo costituito da un forato da 8 cm e da uno strato di intonaco da 1-1,5 cm per parte; mentre la seconda è formata da una doppia fodera di laterizi ed è presente nella sola direzione trasversale alla facciata principale al di sopra degli allineamenti dei pilastri 2-38, 4-40 e 6-42 come schematizzato in *Figura 4.35*.

In particolare, la stratigrafia della seconda tipologia è la seguente:

- Strato di intonaco da 1-1,5 cm;
- Fodera di laterizio forato tipo tavella di spessore 6 cm;
- Intercapedine d'aria di spessore variabile per mantenere i pilastri a filo;
- Fodera di laterizio forato tipo tavella di spessore 6 cm;
- Strato di intonaco da 1-1,5 cm.

Le facce interne delle fodere, come nelle tamponature perimetrali, presentano uno strato di catrame spalmato a pennello.

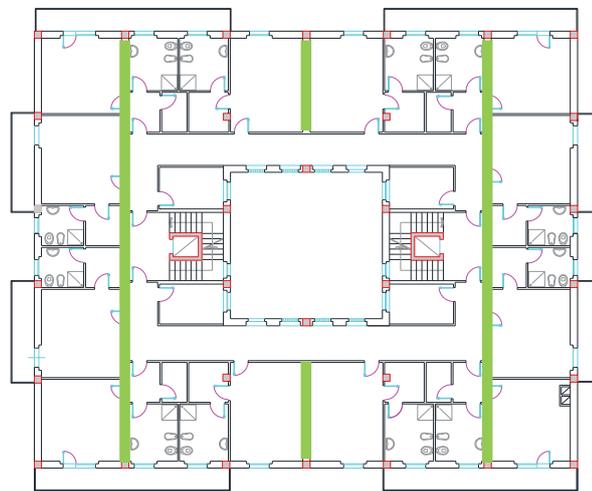


Figura 4.35. Allineamenti 2-38, 4-40 e 6-42 in corrispondenza dei quali si trovano i divisori a doppia fodera, ai piani dal primo al quarto compresi.

Al piano terra si notano poi altre tipologie di divisori interni. In particolare, nella zona destinata agli uffici del presidio territoriale di Camerino della regione Marche, sono presenti tramezzi costituiti da un laterizio forato da 6 cm ricoperto da uno strato di intonaco da circa 1 cm per parte. Questi divisori hanno riportato maggiori danni sismici, come illustrato in *Figura 4.36*, vista anche l'altezza maggiore del piano terra.

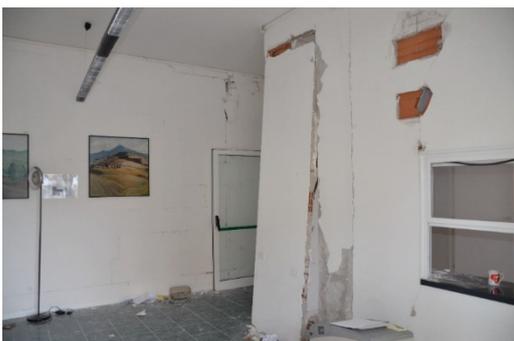


Figura 4.36. Danni sismici ai divisori interni al piano terra.

Sempre al piano terra, la parete divisoria tra gli uffici della protezione civile e la zona ERSU è costituita da pannelli in latero-gesso con giunti maschio femmina (*Figura 4.37*).



Figura 4.37. Pannelli in latero-gesso con giunti maschio femmina.

In generale, non sono presenti situazioni di degrado del calcestruzzo. Invece, si possono notare fenomeni di corrosione del fondello delle travi REP, soprattutto nei telai perimetrali dove esse sono rivestite solo da 1-2 cm di intonaco.

4.2.4. Indagini in situ

Nel seguito si descrivono in maniera dettagliata le indagini effettuate in situ: indagini endoscopiche, saggi localizzati, prove magnetoscopiche, prove ultrasoniche e prove sclerometriche.

La stratigrafia degli orizzontamenti, delle tamponature e dei divisori interni è stata determinata mediante **indagini endoscopiche** utilizzando un baroscopio rigido (Boviar) di lunghezza pari ad 1 m, dotato di sistema d'illuminazione a lampada alogena e di videocamera (Sanyo Digital Camera) per scattare immagini fotografiche.

Una tomografia endoscopica si esegue percorrendo i seguenti passi:

- Perforazione con trapano munito di punta di Widia di diametro pari a 32 mm;
- Lavaggio e pulizia del foro da polveri e residui generati dalla perforazione;
- Inserimento del baroscopio rigido nel foro;
- Registrazione della stratigrafia del tratto indagato facendo riferimento alla progressiva dal filo del paramento interno o esterno di tamponature e divisori, oppure dell'intradosso o estradosso di solai.

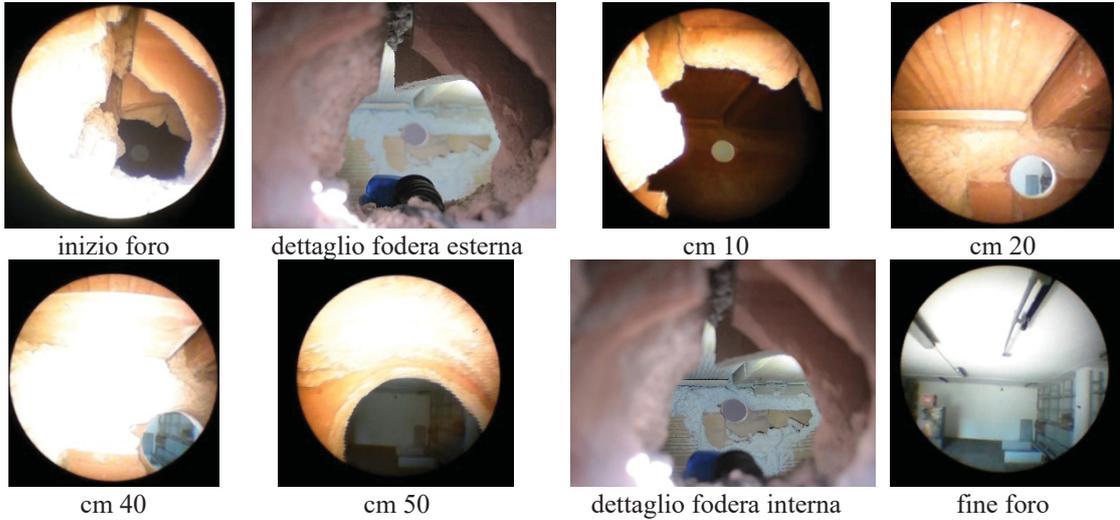
In totale sono state condotte:

- 7 tomografie orizzontali di cui una al piano seminterrato, due al piano terra e quattro al piano primo;
- 4 endoscopie verticali, quindi sui solai, di cui una al piano terra, due al piano primo ed una al piano sottotetto.

Di seguito sono riportati i risultati sottoforma di schede di rilievo, nelle quali si possono osservare scatti fotografici, distanze significative dal bordo del foro, stratigrafia completa di materiali e spessori. La loro ubicazione è anche indicata nelle *Figure* dalla 4.3 alla 4.10.

Scheda di rilievo: endoscopia E1.

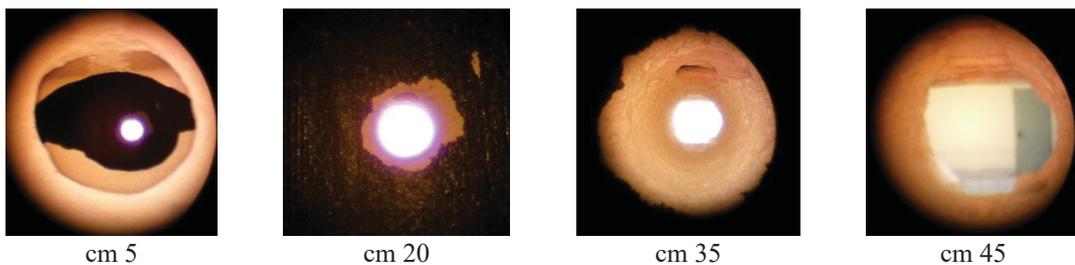
Ubicazione: parete perimetrale prospetto Sud, piano seminterrato tra i pilastri n. 38 e 39.
Eseguita dall'esterno verso l'interno.



Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco esterno.
2	12.5	13.5	Laterizio forato.
3	33	46.5	Intercapedine, si fa notare che al di sopra dell'intercapedine sono presenti degli elementi di laterizio inseriti a mo' di architrave.
4	8	54.5	Laterizio forato.
5	0.5	55	Intonaco interno.

Scheda di rilievo: endoscopia E2.

Ubicazione: parete perimetrale corte interna, piano terra in prossimità del pilastro n. 29.
Eseguita dall'interno verso l'esterno.



Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco interno.
2	8	9	Laterizio forato.
3	26	35	Intercapedine.
4	12.5	47.5	Laterizio forato, la cui superficie interna è rivestita di uno strato di catrame dato a pennello in modo da sigillare i fori e migliorare il comfort termico, dato che l'isolante non si usava ancora.
5	1	48.5	Intonaco esterno.

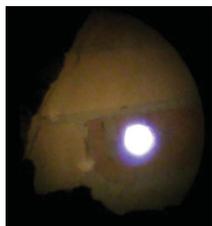
Scheda di rilievo: endoscopia E3.

Ubicazione: parete perimetrale prospetto Sud, piano terra tra i pilastri n. 38 e 39.

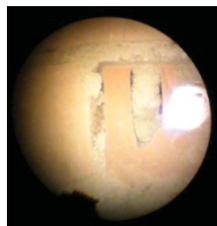
Eseguita dall'interno verso l'esterno.



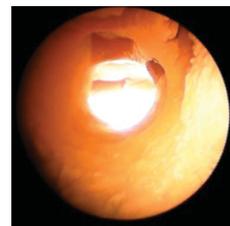
cm 5



cm 15



cm 30



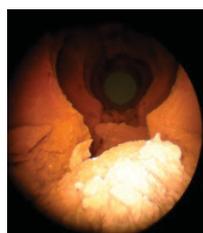
cm 35

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco interno.
2	8	9	Laterizio forato.
3	32	41	Intercapedine.
4	12.5	41.5	Laterizio forato faccia vista. La superficie interna del laterizio è rivestita di uno strato di catrame.

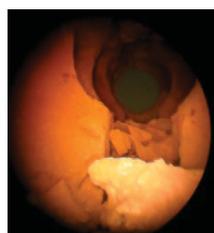
Scheda di rilievo: endoscopia E4.

Ubicazione: parete divisoria su vano scala B, piano primo tra i pilastri n. 26 e 27.

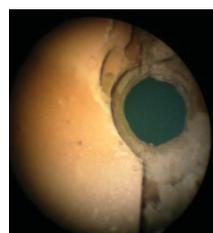
Eseguita dall'interno della stanza verso il vano scala.



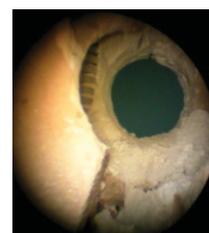
cm 2



cm 10



cm 20



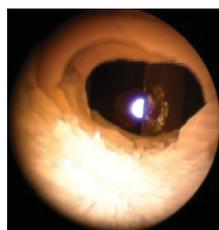
cm 25

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	2	2	Intonaco interno.
2	25	27	Laterizio forato a 8 fori circolari, analogo a quello presente contro terra al piano seminterrato (scasso SP1).
5	2	29	Intonaco esterno (su vano scala).

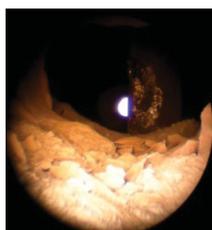
Scheda di rilievo: endoscopia E5.

Ubicazione: parete perimetrale corte interna, piano primo in prossimità del pilastro n. 15.

Eseguita dall'interno verso l'esterno.



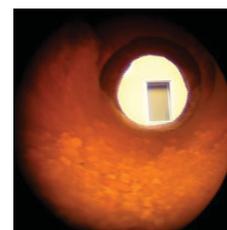
inizio foro



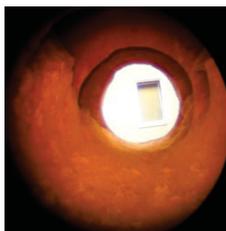
cm 5



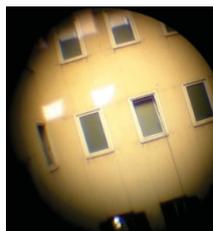
cm 14



cm 36



cm 40

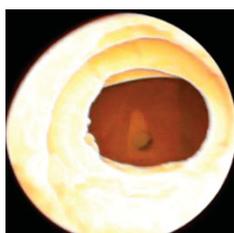


fine foro

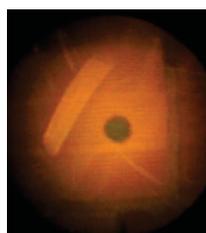
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	3	3	Intonaco interno.
2	8	11	Laterizio forato. Nella foto scattata a 5 cm dal bordo del foro si osserva un tubo metallico, leggermente intaccato dalla punta del trapano.
3	24	35	Intercapedine.
4	12.5	47.5	Laterizio forato. La superficie interna del laterizio è rivestita di uno strato di catrame.
5	1.5	49	Intonaco esterno.

Scheda di rilievo: endoscopia E6.

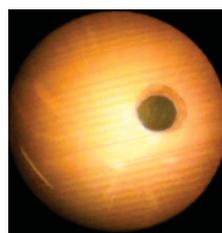
Ubicazione: divisorio interno, piano primo tra i pilastri n. 24 e 31.



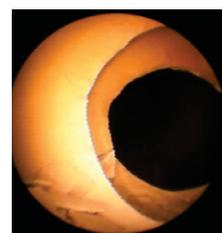
inizio foro



cm 7



cm 25



cm 35



cm 38

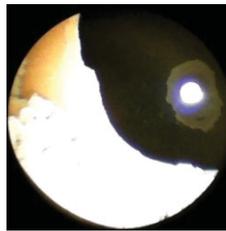
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco.
2	6	7	Laterizio forato (tavella).
3	28	35	Intercapedine.
4	6	41	Laterizio forato (tavella).
5	1	42	Intonaco.

Scheda di rilievo: endoscopia E7.

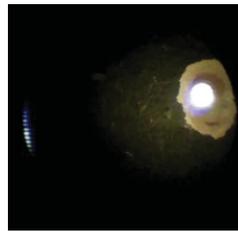
Ubicazione: parete perimetrale prospetto Ovest, piano primo in prossimità del pilastro n. 28.
Eseguita dall'interno verso l'esterno.



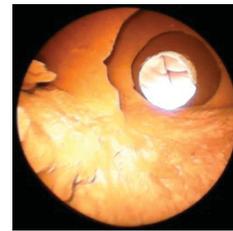
inizio foro



cm 7



cm 11



cm 37

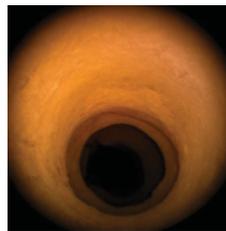
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	3	3	Intonaco interno.
2	8	11	Laterizio forato.
3	24	35	Intercapedine.
4	12.5	47.5	Laterizio forato. La superficie interna del laterizio è rivestita di uno strato di catrame.
5	1.5	49	Intonaco esterno.

Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES1.

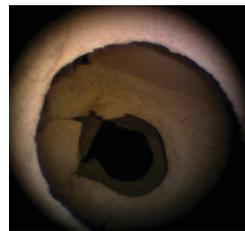
Ubicazione: solaio di calpestio piano terra, stanza tra i pilastri 35, 36, 42 e 43.
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.



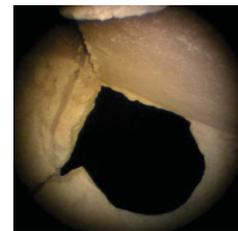
inizio foro



dettaglio massetto-caldana



cm 10

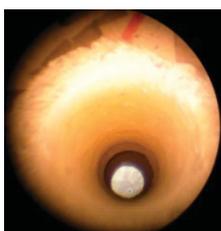


cm 20

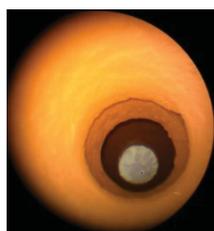
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Pavimento.
2	9	10	Soletta di completamento del solaio e massetto, non si riesce a cogliere la discontinuità tra i due elementi.
3	18	28	Pignatta in laterizio con lunettatura superiore di altezza 3 cm.
4	1	29	Intonaco all'intradosso del solaio.

Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES2.

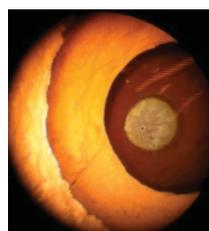
Ubicazione: solaio di calpestio piano primo, stanza tra i pilastri n. 35, 36, 42 e 43.
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.



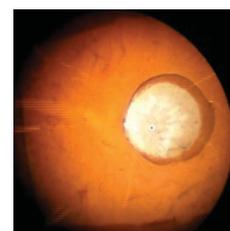
inizio foro



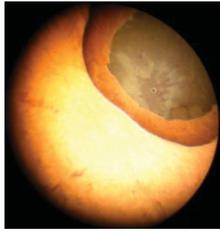
cm 3



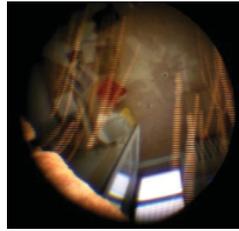
cm 9



cm 12



cm 20



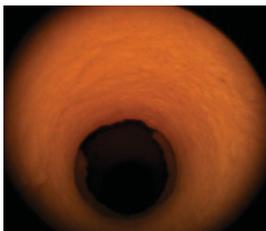
fine foro

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Pavimento.
2	9	10	Soletta di completamento del solaio e massetto, non si riesce a cogliere la discontinuità tra i due elementi.
3	18	28	Pignatta in laterizio con lunettatura superiore di altezza 3 cm visibile nello scatto realizzato a 9 cm dal bordo.
4	0.5	28.5	Intonaco all'intradosso del solaio.

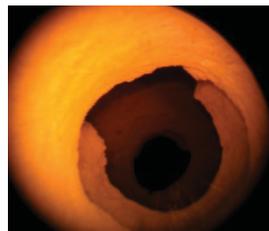
Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES3.

Ubicazione: pianerottolo di arrivo vano scala B, piano primo.

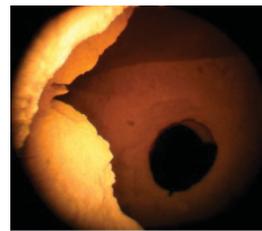
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.



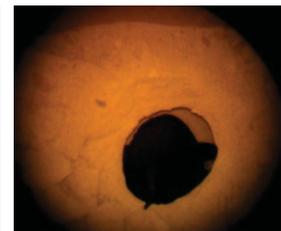
inizio foro



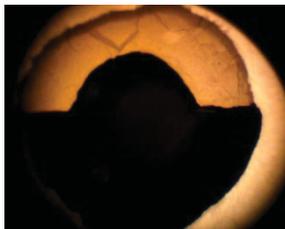
dettaglio massetto-caldana



cm 10



cm 13



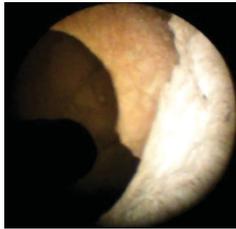
cm 23

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Pavimento.
2	9	10	Soletta di completamento del solaio e massetto, non si riesce a cogliere la discontinuità tra i due elementi.
3	18	28	Pignatta in laterizio con lunettatura superiore di altezza 3 cm.
4	0.5	28.5	Intonaco all'intradosso del solaio.

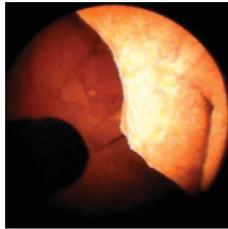
Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES4.

Ubicazione: solaio di calpestio sottotetto in prossimità del pilastro n. 35.

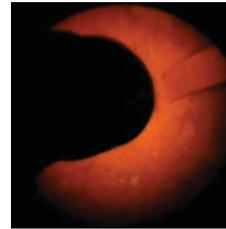
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.



inizio foro



cm 3



cm 8

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	2	2	Massetto.
2	12	14	Pignatta in laterizio.
3	1	15	Intonaco all'intradosso del solaio.

Sono stati anche effettuati **saggi localizzati**, cioè approfondimenti di indagine, come piccole demolizioni, rimozioni di intonaco e scassi puntuali, necessari a verificare elementi non visibili direttamente.

Anch'essi sono descritti di seguito attraverso schede di rilievo che riportano ubicazione, scatti fotografici e tabelle descrittive.

Complessivamente sono stati eseguiti:

- 1 scasso in fondazione (SF);
- 3 scassi su pareti (SP);
- 1 scasso su solaio (SS);
- 1 rimozione di intonaco sulle rampe dei vani scala (RI).

Scheda di rilievo: scasso in fondazione SF1.

Ubicazione: piano seminterrato in corrispondenza del pilastro n. 38



vista in direzione longitudinale



vista in direzione trasversale

Descrizione

Lo scavo effettuato ha permesso di individuare la tipologia di fondazione, che è superficiale su plinti collegati da cordoli. In dettaglio il plinto è alto circa 70 cm, l'impronta misurata in direzione longitudinale è pari a circa 2,10 m, mentre in direzione trasversale sono stati misurati 90 cm a partire dall'ingombro del pilastro. Al di sotto del plinto è stato rilevato uno strato di magrone di spessore uguale

a 30 cm. I cordoli di collegamento hanno un'altezza di 30 cm e si intestano sulla sommità del plinto, sostenendo le pareti perimetrali esterne.

Scheda di rilievo: scasso su parete SP1.

Ubicazione: parete perimetrale piano seminterrato, in adiacenza al pilastro n. 30			
			
scasso su parete		dettaglio fodera interna	
			
dettaglio laterizio forato e ghiaione retrostante			
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1.5	1.5	Intonaco interno.
2	6	7.5	Laterizio forato tipo tavellone.
3	16	23.5	Intercapedine.
4	25	48.5	Laterizio forato a 8 fori circolari (dimensioni blocco 26 cm x 25 cm x 12.5 cm).
5	non rilevato	non rilevato	Ghiaione di riempimento tra i laterizi forati ed il terreno retrostante.

Scheda di rilievo: scasso su parete SP2.

Ubicazione: parete perimetrale piano terra, in adiacenza al pilastro n. 8			
			
vista interna	laterizio forato interno	laterizio forato esterno	vista esterna
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco interno.
2	8	9	Laterizio forato.
3	26	35	Intercapedine.
4	0.7	35.7	Intonaco.
5	12.5	48.2	Laterizio forato.
6	1.5	49.7	Intonaco esterno.

Scheda di rilievo: scasso su parete SP3.

Ubicazione: tamponatura interna piano primo, in adiacenza al pilastro n. 11			
			
vista interna		dettaglio fodere in laterizio	
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1.5	1.5	Intonaco.
2	6	7.5	Laterizio forato (tavella).
3	23.5	31	Intercapedine.
4	6	37	Laterizio forato (tavella).
5	0.5	37.5	Intonaco.

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS1.

Ubicazione: piano terra in corrispondenza del controsoffitto in laterizio tra i pilastri n. 5 e 6	
	
vista esterna dello scasso	
	
vista in direzione longitudinale del solaio di piano primo al di sopra del controsoffitto in laterizio	dettaglio del doppio travetto posizionato sul perimetro dell'edificio in direzione longitudinale
<p><i>Descrizione</i></p> <p>Lo scasso eseguito sul controsoffitto in laterizio (tavelloni) ha permesso di verificare l'assenza di travate in direzione longitudinale sul perimetro del fabbricato e la presenza di due travetti affiancati, per una larghezza complessiva di circa 24 cm.</p>	

Successivamente, nel febbraio del 2021 sono stati eseguiti ulteriori approfondimenti di indagine per identificare in maniera più accurata il sistema di fondazione, il solaio del piano seminterrato, le armature delle scale, l'ancoraggio scale-nuclei ascensori, l'armatura delle travi REP e l'armatura dei travetti di solaio.

Scheda di rilievo: scasso in fondazione SF2.

Ubicazione: piano seminterrato in corrispondenza di un pilastro	
	
dettaglio dell'orditura dei cordoli di fondazione	dettaglio dell'armatura dei cordoli di fondazione
<p><i>Descrizione</i></p> <p>Lo scavo effettuato ha permesso di confermare la tipologia di fondazione e di verificare la presenza di cordoli di collegamento tra i plinti. Tali cordoli sono orditi solo in direzione ortogonale alla facciata principale, prospetto Nord, stessa direzione di orditura delle travi REP.</p> <p>Solo perimetralmente, come visibile nello Scasso SF1, sono presenti cordoli orditi nell'altra direzione sui quali appoggiano le tamponature perimetrali del piano seminterrato.</p> <p>I cordoli di fondazione presentano una sezione di larghezza 30 cm ed altezza 40 cm. Essi sono armati con 4ϕ14 longitudinali ad aderenza migliorata, una barra per spigolo, e con staffe ϕ6 lisce.</p>	

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS2.

Ubicazione: piano seminterrato	
	
dettaglio della stratigrafia del solaio del piano seminterrato	
<p><i>Descrizione</i></p> <p>Lo scavo effettuato ha permesso di individuare la stratigrafia del solaio del piano seminterrato, dall'estradosso verso il terreno così composta:</p> <ul style="list-style-type: none">- Graniglia (pavimento) di spessore 3 cm;- Massetto di allettamento di spessore 3 cm;- Soletta di calcestruzzo di spessore 10 cm, senza armatura;- Vespaio di spessore 3-4 cm.	

Scheda di rilievo: rimozione dell'intonaco all'intradosso della rampa della scala RI1.

Ubicazione: rimozione dell'intonaco all'intradosso di una rampa della scala	
	
vista dell'intradosso della rampa della scala su cui è stato rimosso l'intonaco per le letture pacometriche	
<i>Descrizione</i> La rimozione dell'intonaco all'intradosso della rampa di cui sopra ha permesso l'esecuzione di indagine pacometrica che ha portato ad individuare 4 ϕ 8 lisci disposti longitudinalmente e dei ϕ 12 trasversali con passo circa pari a 25 cm.	

Scheda di rilievo: scasso all'interfaccia scala-nucleo ascensore SS3.

	
dettaglio dello scasso all'interfaccia tra la rampa della scala ed il setto del nucleo ascensore	dettaglio dell'armatura della scala all'interfaccia con il nucleo ascensore
<i>Descrizione</i> Lo scasso effettuato ha messo in luce il mancato ancoraggio tra la scala ed il nucleo ascensore: questo conferma la realizzazione delle scale successivamente ai nuclei ascensori. Quindi la scala appoggia solamente sulle tamponature che la circondano. Nella foto a destra si può notare che la barra trasversale della scala ripiega senza ancorarsi all'interno del setto.	

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS4.

Ubicazione: solaio piano tipo	
	
dettaglio dell'armatura inferiore del travetto di solaio	dettaglio dell'armatura superiore del travetto di solaio
<p><i>Descrizione</i></p> <p>Lo scasso effettuato ha permesso l'identificazione dell'interasse dei travetti di solaio e della loro armatura. Il solaio è ordito in direzione ortogonale alle travi REP come si può vedere nella foto a destra, in cui i ferri orizzontali sono quelli delle travi mentre quelli verticali dei travetti.</p> <p>I travetti presentano un interasse pari a 52 cm ed un'armatura così costituita:</p> <ul style="list-style-type: none">- Corrente inferiore 2ϕ6 ad aderenza migliorata;- Traliccio ϕ4 o ϕ5;- Corrente superiore 1ϕ8 ad aderenza migliorata, più 2ϕ12 ad aderenza migliorata agli appoggi.	

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS5 per verifica armatura trave REP.

Ubicazione: solaio piano tipo	
	
dettaglio dell'armatura superiore della trave REP	
<p><i>Descrizione</i></p> <p>Lo scasso effettuato ha permesso l'identificazione del corrente superiore della trave REP. Esso sembra essere costituito da 2ϕ22 e da 2ϕ30 aggiuntivi in appoggio.</p> <p>Questa indagine è stata condotta per verificare e quanto risultato dal progetto simulato, necessario al fine di individuare le possibili armature.</p>	

Le **indagini magnetoscopiche** sono state eseguite al fine di individuare la posizione e il diametro delle armature, lo spessore del copriferro e per definire le zone in cui indagare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

L'attrezzatura utilizzata consiste in un pacometro digitale (Novatest) munito di controllo acustico e visivo per la localizzazione e la disposizione delle armature. La sonda in un primo momento magnetizza brevemente le barre, poi ne individua il campo magnetico indotto. Siccome tale tipologia di indagine non è normata a livello nazionale, è stata condotta secondo le indicazioni previste dalla norma BS 1881-204 e dalle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. del settembre 2017.

Le indagini pacometriche sono state eseguite sui pilastri e sui setti dei due nuclei ascensori per identificarne l'armatura longitudinale e trasversale. Per una corretta lettura, prima di effettuare la prova, si è proceduto alla rimozione di una porzione di intonaco dove presente. L'armatura è stata identificata facendo scorrere il pacometro sulla porzione priva di intonaco: si fa notare che lo strumento rileva le barre disposte parallelamente al proprio asse maggiore. Dove possibile, oltre all'individuazione della disposizione dei ferri, è stato determinato lo spessore del copriferro e il diametro delle barre. Tali letture sono tra loro dipendenti, infatti, per misurare il ricoprimento di calcestruzzo, occorre impostare sullo strumento il diametro della barra, che si può dedurre da una stima effettuata dallo strumento stesso (oppure da tavole esecutive se a disposizione). Per verificare l'attendibilità delle misure, dove possibile, si è proceduto alla rimozione del copriferro.

Per quanto riguarda i risultati delle indagini effettuate si rimanda al successivo paragrafo 4.2.5.

Le **indagini ultrasoniche** sono state eseguite al fine di stimare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo ed individuare eventuali eterogeneità causate dalla presenza di vuoti e fessure, sulla base della velocità di propagazione di onde ultrasoniche.

Tali misurazioni sono state poi usate per la stima delle caratteristiche meccaniche del cls attraverso il metodo combinato SONREB, utilizzando parametri calibrati sulla base delle prove di schiacciamento delle carote estratte in corrispondenza delle stazioni di misura.

Per eseguire tali prove è stato utilizzato un rilevatore ad ultrasuoni digitale (Cronosonic Mae) caratterizzato dalle seguenti specifiche:

- Temperatura di esercizio -20°C - $+70^{\circ}\text{C}$;
- Sonde a contatto a frequenza 55 kHz;
- Risoluzione di misura temporale pari a 83 nS;
- Banda passante del filtro: 20-80 kHz;
- Guadagno amplificatore pari a 50 dB;
- Livello minimo del segnale trigger pari a 208 mV.

Per la determinazione dei tempi di propagazione degli impulsi ultrasonici si è fatto riferimento alla norma UNI EN 12504-4:2005 ed alle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. dell'ottobre 2017.

Le aree degli elementi strutturali sottoposti a prova ultrasonica sono le stesse in corrispondenza delle quali sono state condotte le battute sclerometriche. Prima di eseguire le prove si è resa necessaria la rettifica e la pulizia delle zone d'indagine, rendendole lisce

e prive di residui polverosi. Le sonde sono state accoppiate alla struttura mediante l'interposizione di gel per ultrasuoni.

Quando possibile la prova ultrasonica è stata eseguita secondo il metodo diretto, cioè disponendo le sonde su facce opposte dell'elemento, in modo che le onde attraversassero l'intera sezione senza incontrare le armature. Questa modalità è anche conosciuta come metodo per trasparenza. Altrimenti, ad esempio per impossibilità di accesso alle facce opposte dell'elemento, la prova è stata condotta secondo il metodo semi-diretto posizionando le sonde su facce adiacenti. Dove nemmeno questa seconda modalità è stata possibile, si è eseguita la prova tramite metodo indiretto, posizionando le sonde su una superficie piana ed effettuando misure a distanze diverse tra loro, come visibile in *Figura 4.38* in cui T rappresenta la sonda trasmittente ed R quella ricevente.

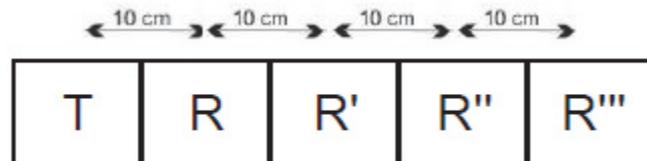


Figura 4.38. Modalità di esecuzione della prova ultrasonica tramite metodo indiretto.

Con il metodo di propagazione indiretto, detto anche a rifrazione, si è tenuto conto del fatto che la velocità di propagazione del segnale all'interno dell'elemento, ricavata noti lo spazio ed il tempo di attraversamento, potrebbe essere risultata minore.

Indipendentemente dal metodo utilizzato, la velocità di propagazione si può comunque stimare incrementando del 5% la velocità ottenuta con il metodo semi-diretto oppure del 15% quella derivante dal metodo indiretto. Dato che maggiore è la velocità e migliore è la qualità del calcestruzzo, vista la diretta proporzionalità tra velocità e compattezza, nelle prove eseguite non sono state applicate le correzioni alla velocità a favore di sicurezza. Per quanto riguarda i risultati delle indagini eseguite si rimanda al successivo paragrafo 4.2.5.

Le **indagini sclerometriche** sono state effettuate per valutare la resistenza del calcestruzzo attraverso l'analisi del suo strato più superficiale. Le misure sono state poi utilizzate per la stima delle caratteristiche meccaniche del conglomerato applicando il metodo SONREB con parametri calibrati in base ai risultati delle prove di schiacciamento delle carote estratte.

Le battute sclerometriche sono state eseguite utilizzando uno sclerometro (Tipo N) e seguendo le indicazioni riportate nella norma UNI EN 12504-2:2001 e nelle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. dell'ottobre 2017.

Dopo un'attenta valutazione visiva della zona di prova e dopo aver eseguito la prova pacometrica, sono stati segnalati con pennarello indelebile i punti su cui effettuare le battute sclerometriche. È fondamentale eseguire prima la prova pacometrica per individuare la posizione delle barre d'armatura, perché le indagini sclerometriche non devono essere eseguite in corrispondenza dei ferri, altrimenti i valori che si ottengono sono influenzati da essi.

Come anticipato in precedenza, è necessario, prima di eseguire tali letture, rimuovere l'intonaco e rettificare la superficie al fine di renderle liscia e priva di polvere.

Dopo le battute sclerometriche, sono stati esaminati tutti i punti di prova per verificare se l'impatto dell'asta di percussione dello strumento avesse danneggiato lo strato corticale. In caso di danneggiamenti locali si è proceduto ad eliminare il valore registrato, eseguendo la media aritmetica sulle retanti misure.

Per i risultati delle prove condotte si rimanda al successivo paragrafo 4.2.5, dove per ogni prova sono indicati i valori ottenuti dalle singole battute, l'orientamento dello sclerometro e la media aritmetica dei risultati.

Si fa notare che, per ogni area di prova, si è controllato che almeno l'80% delle letture non differenziassero più di 6 unità dalla media calcolata, così da poter utilizzare tutti i valori per il calcolo dell'indice sclerometrico medio relativo alla zona di indagine.

4.2.5. Risultati delle indagini in situ sugli elementi verticali

In questo paragrafo si riportano i risultati delle indagini in situ effettuate sui pilastri e sui setti dei nuclei ascensori.

Nella *Tabella 4.3* sono elencate le misure ultrasoniche e sclerometriche. Nella *Tabella 4.4* sono riportate le armature longitudinali e trasversali individuate mediante pacometro. Nella *Tabella 4.5* sono mostrate le dimensioni delle carote estratte e la profondità dello strato di calcestruzzo interessato da carbonatazione.

La *Figura 4.39* mette in luce la numerazione degli elementi strutturali verticali. Si fa notare che per direzione X si intende quella Est-Ovest, cioè parallela alla facciata principale e quindi ortogonale alle travi REP; mentre per direzione Y si intende quella Nord-Sud, cioè quella di orditura delle travi REP.

Tabella 4.3. Risultati delle indagini ultrasoniche e sclerometriche eseguite sui pilastri e sui setti dei nuclei ascensori.

Elemento	N°	Piano	Dimensioni Sezione		Spessore Nucleo	Prova Ultrasonica					Prova Sclerometrica	
			D _{pil} (X)	H _C (Y)	s	t _X	V _X	t _Y	V _Y	V _{media}	I _r medio	Posizione Sclerometro
			[cm]	[cm]	[cm]	[μs]	[m/s]	[μs]	[m/s]	[m/s]		
Pil	10	Semint.	50,4	50,5	/	/	/	123,0	4104	4104	42,4	Orizzontale
Pil	22	Semint.	40,0	40,0	/	/	/	95,7	4180	4180	49,7	Orizzontale
Pil	32	Semint.	51,0	51,0	/	/	/	128,1	3982	3982	35,4	Orizzontale
Pil	33	Semint.	40,0	40,0	/	95,4	4192	/	/	4192	44,2	Orizzontale
Pil	34	Semint.	50,5	50,0	/	126,5	3993	128,5	3892	3943	40,5	Orizzontale
Pil	35	Semint.	50,5	50,3	/	138,5	3646	/	/	3646	40,5	Orizzontale
Pil	41	Semint.	50,0	50,0	/	/	/	121,9	4101	4101	37,6	Orizzontale
Pil	42	Semint.	50,0	50,0	/	/	/	121,2	4125	4125	40,9	Orizzontale
Nucleo	B	Semint. -> Terra	/	/	15,0	prove in diversi punti				2325	36,3	Orizzontale
Pil	1	Terra	35,0	35,0	/	/	/	91,0	3845	3845	43,2	Orizzontale
Pil	3	Terra	45,0	45,5	/	/	/	116,9	3893	3893	43,8	Orizzontale

Pil	4	Terra	45,0	45,5	/	/	/	119,3	3813	3813	44,0	Orizzontale
Pil	6	Terra	45,0	45,0	/	/	/	117,5	3828	3828	44,3	Orizzontale
Pil	8	Terra	45,5	45,0	/	114,6	3970	/	/	3970	43,5	Orizzontale
Pil	9	Terra	45,0	45,0	/	/	/	123,8	3634	3634	37,2 e 36,3	Orizzontale
Pil	10	Terra	43,0	43,0	/	/	/	127,1	3384	3384	40,1	Orizzontale
Pil	12	Terra	45,0	45,0	/	/	/	117,4	3833	3833	43,6	Orizzontale
Pil	13	Terra	45,0	44,5	/	/	/	134,1	3318	3318	32,4	Orizzontale
Pil	15	Terra	35,0	34,5	/	91,6	3821	/	/	3821	41,6	Orizzontale
Pil	29	Terra	35,0	35,0	/	86,9	4029	/	/	4029	41,2	Orizzontale
Pil	32	Terra	45,0	45,0	/	/	/	119,6	3763	3763	41,6	Orizzontale
Pil	33	Terra	40,0	40,0	/	/	/	100,2	3391	3391	47,5	Orizzontale
Pil	34	Terra	45,0	45,0	/	/	/	132,8	3388	3388	43,9	Orizzontale
Pil	35	Terra	45,0	45,0	/	117,8	3821	/	/	3821	42,2	Orizzontale
Nucleo	B	Terra -> 1	/	/	15,0	prove in diversi punti			3686	39,0 e 45,2	Orizzontale	
Pil	10	1	40,0	39,5	/	/	/	104,8	3768	3768	37,3	Orizzontale
Pil	11	1	35,5	35,0	/	92,0	3860	/	/	3860	41,3	Orizzontale
Pil	12	1	40,0	40,0	/	107,7	3713	/	/	3713	34,4	Orizzontale
Pil	30	1	40,0	40,0	/	107,4	3723	/	/	3723	39,6	Orizzontale
Pil	32	1	40,0	40,0	/	/	/	107,0	3738	3738	35,5	Orizzontale
Pil	34	1	40,0	40,5	/	/	/	108,7	3727	3727	38,6	Orizzontale
Pil	36	1	40,0	40,0	/	107,9	3706	/	/	3706	36,4	Orizzontale
Pil	10	2	35,0	40,5	/	/	/	105,5	3837	3837	41,9	Orizzontale
Pil	12	2	35,0	40,0	/	/	/	100,5	3879	3879	41,1	Orizzontale
Pil	14	2	35,0	40,5	/	92,3	3790	/	/	3790	38,3	Orizzontale
Pil	21	2	35,0	40,0	/	98,8	3542	/	/	3542	37,0	Orizzontale
Pil	29	2	29,5	35,0	/	76,1	3879	/	/	3879	40,8	Orizzontale
Pil	32	2	35,0	40,5	/	/	/	112,5	3600	3600	37,2	Orizzontale
Pil	34	2	35,0	40,4	/	/	/	105,1	3845	3845	40,2	Orizzontale
Pil	8	3	30,0	34,5	/	81,1	3701	/	/	3701	33,8	Orizzontale
Pil	10	3	29,0	35,0	/	81,0	3580	/	/	3580	40,0	Orizzontale
Pil	12	3	30,0	35,0	/	78,5	3823	/	/	3823	34,4	Orizzontale
Pil	32	3	30,0	35,0	/	81,2	3695	/	/	3695	42,0	Orizzontale
Pil	34	3	30,0	35,0	/	78,0	3845	/	/	3845	41,1	Orizzontale
Nucleo	B	3 -> 4	/	/	15,0	prove in diversi punti			3848	38,0 e 36,0	Orizzontale	
Pil	10	4	30,0	30,0	/	79,5	3775	/	/	3775	39,6	Orizzontale
Pil	12	4	30,0	30,5	/	78,7	3811	/	/	3811	38,2	Orizzontale
Pil	29	4	30,0	30,0	/	84,2	3563	/	/	3563	32,7	Orizzontale
Pil	30	4	30,5	30,0	/	79,0	3862	/	/	3862	38,7	Orizzontale

Pil	32	4	30,0	30,0	/	87,7	3421	/	/	3421	39,4	Orizzontale
Pil	34	4	29,5	30,0	/	80,7	3656	/	/	3656	41,1	Orizzontale
Pil	35	Sottotetto	25,0	25,0	/	75,4	3317	74,6	3353	3335	33,9 e 35,3	Orizzontale

Tabella 4.4. Risultati delle indagini pacometriche eseguite sui pilastri e sui setti dei nuclei ascensori: armatura longitudinale, armatura trasversale e copriferri.

Elemento	N°	Piano	Dimensioni Sezione		Spessore Nucleo	Armatura Longitudinale				Armatura Trasversale		
			D _{pil} (X)	H _c (Y)	s	φ	N° φ in X	N° φ in Y	c	φ	passo	c
			[cm]	[cm]	[cm]	[mm]			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Pil	10	Semint.	50,4	50,5	/	16	3	3	52,0	8	268	/
Pil	22	Semint.	40,0	40,0	/	16	3	3	/	8	190	/
Pil	32	Semint.	51,0	51,0	/	16	3	3	55,0	8	248	36,0
Pil	33	Semint.	40,0	40,0	/	16	2	3	29,0	8	197	/
Pil	34	Semint.	50,5	50,0	/	16	3	3	36,0	8	258	30,0
Pil	35	Semint.	50,5	50,3	/	16	3	3	29,0	8	245	18,0
Pil	41	Semint.	50,0	50,0	/	16	3	3	33,0	8	260	22,0
Pil	42	Semint.	50,0	50,0	/	16	3	3	43,0	8	250	28,0
Nucleo	B	Semint. -> Terra	/	/	15,0	/	/	5	/	/	550	/
Pil	1	Terra	35,0	35,0	/	16	2	2	28,0	8	230	14,0
Pil	3	Terra	45,0	45,5	/	16	2	3	23,0	8	235	17,0
Pil	4	Terra	45,0	45,5	/	16	2	3	44,0	8	240	33,0
Pil	6	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	27,0	/	230	/
Pil	8	Terra	45,5	45,0	/	16	2	3	30,0	8	265	20,0
Pil	9	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	29,0	8	235	12,0
Pil	10	Terra	43,0	43,0	/	16	2	3	37,0	8	210	38,0
Pil	12	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	27,0	8	243	18,0
Pil	13	Terra	45,0	44,5	/	16	2	3	31,0	7	248	8,0
Pil	15	Terra	35,0	34,5	/	16 18	2 0	2 1	/	8	218	/
Pil	29	Terra	35,0	35,0	/	16	2	3	28,0	8	210	10,0
Pil	32	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	30,0	8	240	23,0
Pil	33	Terra	40,0	40,0	/	16	2	3	40,0	8	210	28,0
Pil	34	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	40,0	8	250	22,0
Pil	35	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	25,0	8	223	10,0
Nucleo	B	Terra -> 1	/	/	15,0	12 16	/	12	27,0	16, 18 e 21	285	31,0
Pil	10	1	40,0	39,5	/	14 16	2 0	2 1	/	8	218	/
Pil	11	1	35,5	35,0	/	16	2	3	26,0	8	195	/
Pil	12	1	40,0	40,0	/	14	2	3	35,0	8	215	21,0

Pil	30	1	40,0	40,0	/	16	2	3	36,0	8	225	/
Pil	32	1	40,0	40,0	/	14	2	3	33,0	8	205	20,0
Pil	34	1	40,0	40,5	/	14	2	3	23,0	8	210	25,0
Pil	36	1	40,0	40,0	/	16	2	3	39,0	8	200	26,0
Pil	10	2	35,0	40,5	/	14	2	3	/	8	175	/
Pil	12	2	35,0	40,0	/	16	2	3	22,0	8	205	12,0
Pil	14	2	35,0	40,5	/	16	2	2	40,0	8	198	/
Pil	21	2	35,0	40,0	/	16	2	3	38,0	8	200	23,0
Pil	29	2	29,5	35,0	/	16	3	2	/	8	190	/
Pil	32	2	35,0	40,5	/	16	2	3	38,0	8	170	28,0
Pil	34	2	35,0	40,4	/	16	2	3	23,0	8	195	14,0
Pil	8	3	30,0	34,5	/	17	2	2	35,0	8	190	24,5
Pil	10	3	29,0	35,0	/	16	2	2	32,0	8	180	37,5
Pil	12	3	30,0	35,0	/	16	2	2	39,0	8	185	15,0
Pil	32	3	30,0	35,0	/	16	2	2	40,0	8	198	37,0
Pil	34	3	30,0	35,0	/	16	2	2	38,0	8	180	24,0
Nucleo	B	3 -> 4	/	/	15,0	11 13	/	9	31,0	15 16	500	21,0
Pil	10	4	30,0	30,0	/	14 o 16	2	2	33,0	8	178	20,0
Pil	12	4	30,0	30,5	/	14 o 16	2	2	25,0	8	163	32,0
Pil	29	4	30,0	30,0	/	16	2	2	34,0	8	150	30,0
Pil	30	4	30,5	30,0	/	14 o 16	2	2	43,0	8	180	24,0
Pil	32	4	30,0	30,0	/	14 o 16	2	2	27,0	7	165	16,0
Pil	34	4	29,5	30,0	/	17	2	2	36,0	8	160	30,0
Pil	35	Sottotetto	25,0	25,0	/	16	2	2	31,0	10	150	23,0

Tabella 4.5. Identificazione delle carote estratte dai pilastri e dai setti dei nuclei ascensori.

Elemento	N°	Piano	Dimensioni Sezione		Spessore Nucleo	Carota Estratta		
			D _{pil} (X)	H _C (Y)	s	φ	L	Profondità Carbonatazione
			[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]
Pil	10	Semint.	50,4	50,5	/	/	/	/
Pil	22	Semint.	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	32	Semint.	51,0	51,0	/	/	/	/
Pil	33	Semint.	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	34	Semint.	50,5	50,0	/	/	/	/
Pil	35	Semint.	50,5	50,3	/	/	/	/
Pil	41	Semint.	50,0	50,0	/	100	145	0

Pil	42	Semint.	50,0	50,0	/	/	/	/
Nucleo	B	Semint. -> Terra	/	/	15,0	100	130	0
Pil	1	Terra	35,0	35,0	/	100	235	20
Pil	3	Terra	45,0	45,5	/	/	/	/
Pil	4	Terra	45,0	45,5	/	/	/	/
Pil	6	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	8	Terra	45,5	45,0	/	100	245	0
Pil	9	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	10	Terra	43,0	43,0	/	/	/	/
Pil	12	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	13	Terra	45,0	44,5	/	/	/	/
Pil	15	Terra	35,0	34,5	/	100	207	0
Pil	29	Terra	35,0	35,0	/	100	245	0
Pil	32	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	33	Terra	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	34	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	35	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Nucleo	B	Terra -> 1	/	/	15,0	/	/	/
Pil	10	1	40,0	39,5	/	/	/	/
Pil	11	1	35,5	35,0	/	100	245	0
Pil	12	1	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	30	1	40,0	40,0	/	100	238	0
Pil	32	1	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	34	1	40,0	40,5	/	/	/	/
Pil	36	1	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	10	2	35,0	40,5	/	100	255	/
Pil	12	2	35,0	40,0	/	/	/	/
Pil	14	2	35,0	40,5	/	100	258	5
Pil	21	2	35,0	40,0	/	/	/	/
Pil	29	2	29,5	35,0	/	/	/	/
Pil	32	2	35,0	40,5	/	/	/	/
Pil	34	2	35,0	40,4	/	/	/	/
Pil	8	3	30,0	34,5	/	100	235	15
Pil	10	3	29,0	35,0	/	/	/	/
Pil	12	3	30,0	35,0	/	/	/	/
Pil	32	3	30,0	35,0	/	/	/	/
Pil	34	3	30,0	35,0	/	/	/	/
Nucleo	B	3 -> 4	/	/	15,0	100	150 carota passante	10 per parte

Pil	10	4	30,0	30,0	/	/	/	/
Pil	12	4	30,0	30,5	/	/	/	/
Pil	29	4	30,0	30,0	/	100	255	Solo puntuale in una fessura
Pil	30	4	30,5	30,0	/	100	170 - 200 carota spezzata	20
Pil	32	4	30,0	30,0	/	/	/	/
Pil	34	4	29,5	30,0	/	/	/	/
Pil	35	Sottotetto	25,0	25,0	/	/	/	/

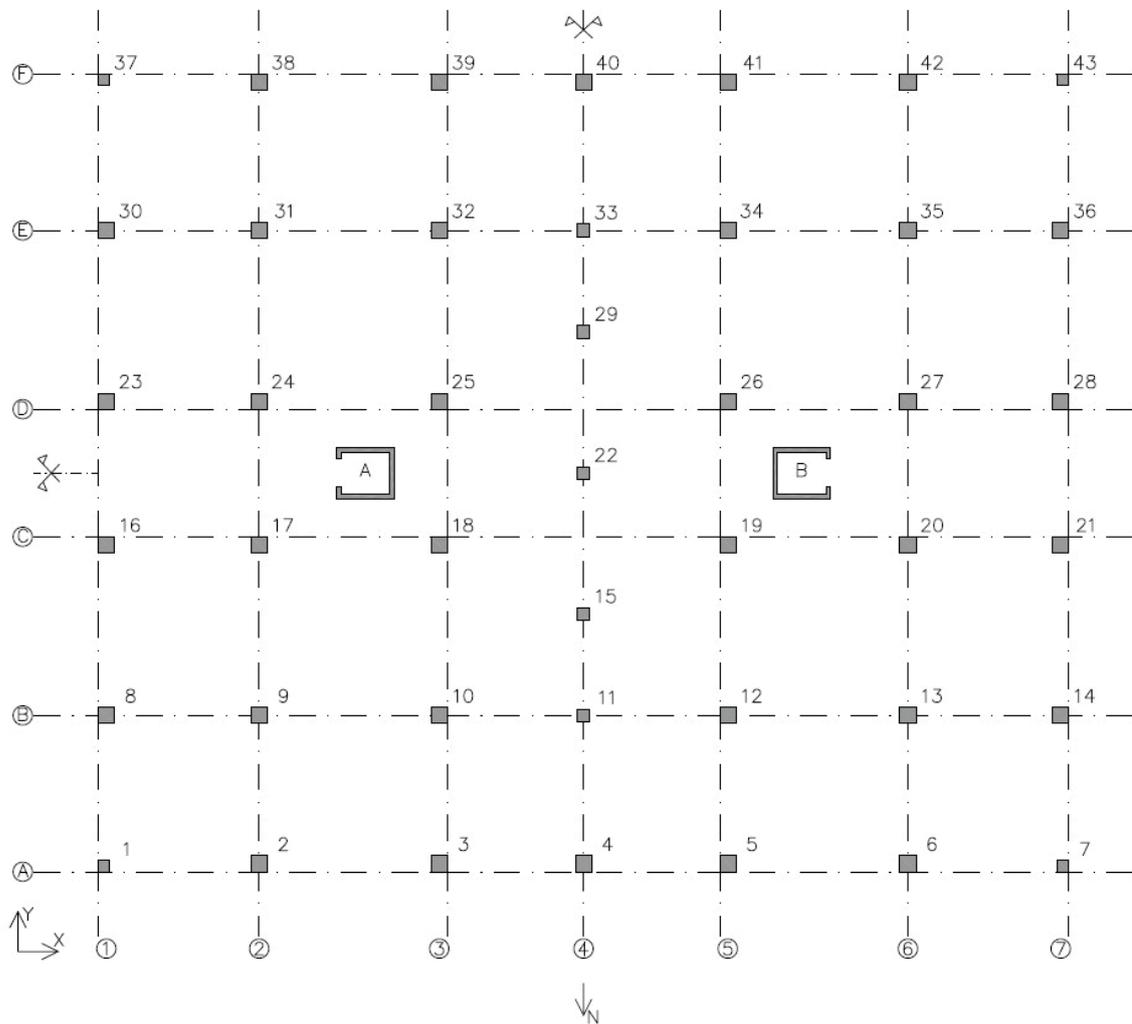


Figura 4.39. Numerazione dei pilastri e dei nuclei ascensori.

Di seguito alcune immagini delle indagini in situ sugli elementi strutturali verticali e dei campioni estratti.

Pilastro	41	Piano Seminterrato
Rilievo dell'armatura con pacometro.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

Nucleo ascensore	B	Piano Seminterrato – Piano Terra
Rilievo dell'armatura con pacometro.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

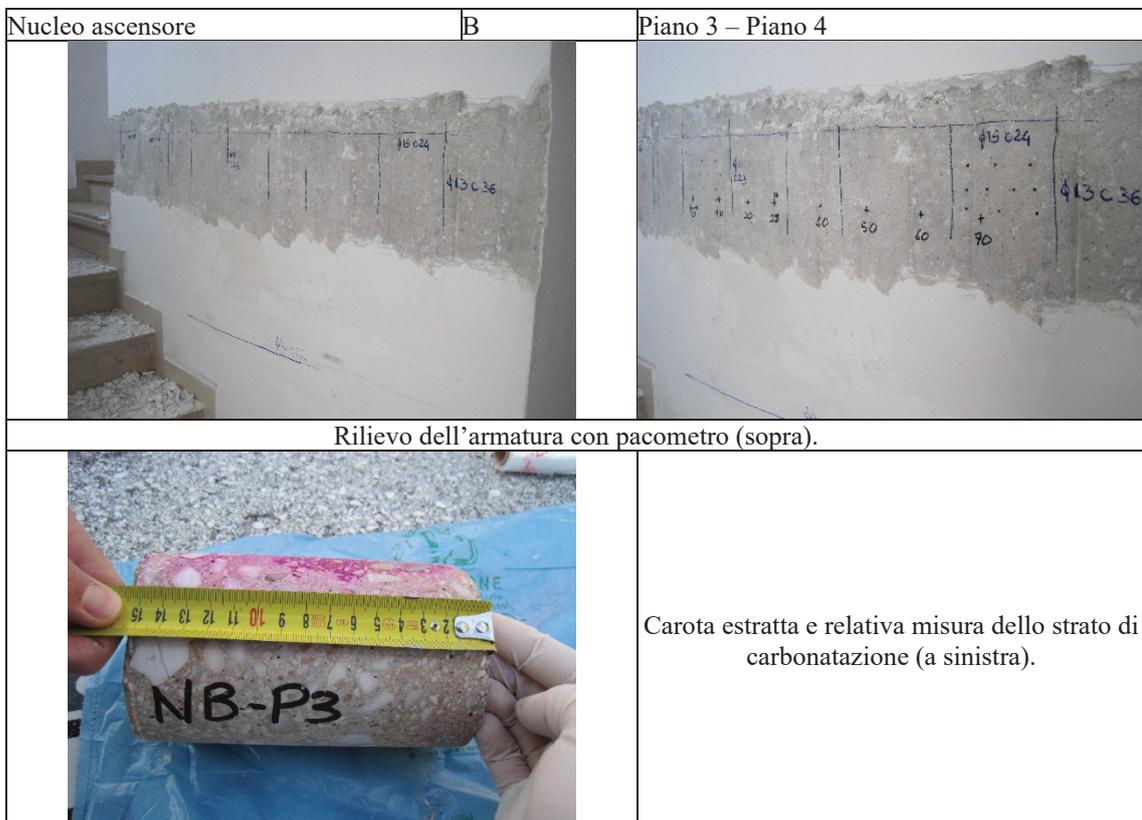
Pilastro	1	Piano Terra
Rilievo dell'armatura con pacometro e segnalazione dei punti delle battute sclerometriche.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

Pilastro	8	Piano Terra
Rilievo dell'armatura con pacometro.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

Pilastro	15	Piano Terra
Rilievo dell'armatura con pacometro.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

Pilastro	29	Piano Terra
Rilievo dell'armatura con pacometro e segnalazione dei punti delle battute sclerometriche.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.





Pilastro	30	Piano 4
		<p>Rilievo dell'armatura con pacometro.</p>
		<p>Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione; per la presenza di un inerte grossolano la carota si è spezzata tra 170 e 200 mm.</p>

4.2.6. Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono fondamentali al fine di verificare e validare i risultati ottenuti mediante le indagini in situ. Quelle eseguite nel caso oggetto di studio sono di due tipologie: prove di schiacciamento dei provini cilindrici di calcestruzzo per determinare la resistenza a compressione; prova di trazione su una barra di armatura, prelevata da un elemento strutturale verticale, per determinare la resistenza a snervamento e a rottura dell'acciaio impiegato.

Le **prove di schiacciamento dei provini di calcestruzzo** possono essere realizzate su provini cubici o cilindrici. In questo caso i provini sono cilindrici e sono stati estratti, mediante l'utilizzo di una carotatrice, da elementi strutturali verticali, cioè pilastri e nuclei ascensori.

Le prove di schiacciamento permettono di determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo e quindi di risalire alla classe di resistenza. Esse sono state eseguite dal "Laboratorio prove materiali e strutture" dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona. Prima di essere sottoposte a prova di compressione, le carote estratte sono state rettificare attraverso cappatura.

Sui provini estratti, prima della prova di compressione, sono state effettuate ulteriori indagini, quali la misura dello strato di carbonatazione e della velocità di propagazione di onde ultrasoniche.

La misura dello strato di carbonatazione consente di valutare fino a che profondità, dallo strato corticale, il calcestruzzo è carbonatato e quindi di verificare se l'armatura

dell'elemento è interessata o meno dalla corrosione. Tale misurazione è stata effettuata direttamente sulla carota estratta, utilizzando come indicatore chimico una soluzione idroalcalina di fenoftaleina al 1%. La soluzione vira al rosso a contatto con soluzioni di PH maggiore di 9,2 mentre rimane incolore a contatto con soluzioni di PH minore, caso del calcestruzzo carbonatato. La prova è stata condotta osservando la norma UNI 9944 e le L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. del settembre 2017. I risultati sono riportati al paragrafo 4.2.5.

Il provino di calcestruzzo è stato estratto mediante una carotatrice elettrica appoggiata ad un binario scorrevole ed ancorata all'elemento, come si può vedere in *Figura 4.40*. Il diametro della carota estratta è di 100 mm. Dopo il prelievo, il foro è stato chiuso con malta cementizia antiritiro in modo da non indebolire ulteriormente l'elemento strutturale. I prelievi sono stati eseguiti nel rispetto delle norme UNI 6131:200, UNI EN 12504-1:2002 e delle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP del settembre 2017.



Figura 4.40. Modalità di estrazione della carota cilindrica a sinistra, mentre a destra chiusura del foro con malta cementizia antiritiro.

Nelle *Tabelle 4.6 e 4.7* sono mostrati i risultati delle prove di schiacciamento e della determinazione delle velocità ultrasoniche.

nome provino	d [mm]	h [mm]	h/d [-]	Ac [mm ²]	Peso [g]	Peso provino [N]	Mv [kN/m ³]	Forza [N]	fcar [N/mm ²]
PIL41 PSEMI	95	95	1	7088,2	1508,5	14,8	21,97	136000	19,2
PIL30 P4	95	95	1	7088,2	1472,5	14,4	21,44	130000	18,3
PIL15 PT	95	95	1	7088,2	1480,5	14,5	21,56	163000	23,0
PIL8 PT	95	95	1	7088,2	1496	14,7	21,79	163000	23,0
N B PSEMI	95	95	1	7088,2	1494,5	14,7	21,76	131000	18,5
N B tra P3 e P4	95	95	1	7088,2	1472	14,4	21,44	121000	17,1
PIL8 P3	95	190	2	7088,2	2926	28,7	21,30	133000	18,8
PIL1 PT	95	190	2	7088,2	2929,5	28,7	21,33	168000	23,7
PIL11 P1	95	190	2	7088,2	2887	28,3	21,02	115000	16,2
PIL29 PT	95	190	2	7088,2	3000	29,4	21,84	169000	23,8
PIL10 P2	95	190	2	7088,2	2880,5	28,2	20,97	131000	18,5
PIL29 P4	95	190	2	7088,2	2927	28,7	21,31	84000	11,9
PIL14 P2	95	190	2	7088,2	2939	28,8	21,40	124000	17,5
PIL30 P1	95	190	2	7088,2	2945	28,9	21,44	129000	18,2

Tabella 4.6. Risultati delle prove di schiacciamento dei provini cilindrici.

nome provino	d [mm]	h [mm]	h/d [-]	t1 [μsec]	t2 [μsec]	t3 [μsec]	t4 [μsec]	t5 [μsec]	tm [μsec]	V [m/sec]
PIL41 PSEMI	95	95	1	24,3	24,3	24,3	24,10	24,2	24,24	3919,14
PIL30 P4	95	95	1	22,8	22,8	22,8	22,8	22,7	22,78	4170,32
PIL15 PT	95	95	1	23,7	23,7	23,8	23,9	24	23,82	3988,25
PIL8 PT	95	95	1	23,5	23,5	23,5	23,6	23,7	23,56	4032,26
N B PSEMI	95	95	1	25,7	25,7	25,7	25,7	25,70	25,7	3696,50
N B tra P3 e P4	95	95	1	24,9	24,9	25	25,00	25,1	24,98	3803,04
PIL8 P3	95	190	2	49,3	49,3	49,3	49,4	49,4	49,34	3850,83
PIL1 PT	95	190	2	47,5	47,5	47,6	47,60	47,6	47,56	3994,95
PIL11 P1	95	190	2	54	54	54	53,90	53,8	53,94	3522,43
PIL29 PT	95	190	2	47,4	47,5	47,5	47,50	47,6	47,5	4000,00
PIL10 P2	95	190	2	48,7	48,8	48,9	49	49,1	48,9	3885,48
PIL29 P4	95	190	2	54,9	55	55,2	55,20	55,2	55,1	3448,28
PIL14 P2	95	190	2	58,2	58,2	50,9	51,1	51,3	53,94	3522,43
PIL30 P1	95	190	2	49,5	49,6	49,6	49,70	49,9	49,66	3826,02

Tabella 4.7. Risultati delle prove ultrasoniche condotte sui provini cilindrici.

Le **prove di trazione delle barre di armatura** permettono di determinare la resistenza a snervamento e a rottura dell'acciaio impiegato

Nel presente caso, la barra sottoposta a prova di trazione è stata estratta dal nucleo ascensore del vano scala B tra il terzo e il quarto piano (*Figura 4.39*). Si tratta di un $\phi 6$ liscio componente la staffatura del nucleo ascensore (*Figura 4.41*).

Per l'estrazione della barra si è proceduto nel modo seguente:

- Rimozione del calcestruzzo in prossimità della barra;
- Taglio della barra;
- Saldatura di uno spezzone di armatura in modo da non indebolire la sezione resistente;
- Ripristino del calcestruzzo rimosso mediante malta cementizia antiritiro.

La prova di trazione è stata eseguita dal "Laboratorio prove materiali e strutture" dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona.



Figura 4.41. A sinistra lo spezzone di armatura $\phi 6$ estratto, a destra l'esecuzione della prova di trazione.

La prova di trazione ha fornito i seguenti parametri meccanici:

- Tensione di snervamento maggiore di 460 N/mm^2 ;
- Tensione di rottura maggiore di 665 N/mm^2 .

4.2.7. Determinazione delle caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ed acciaio in base ai risultati delle prove in situ ed in laboratorio

I risultati delle prove di schiacciamento dei provini di **calcestruzzo** hanno permesso di stimare la resistenza a compressione tenendo conto del disturbo arrecato al materiale, dell'inclinazione del prelievo rispetto alla direzione di getto e delle caratteristiche geometriche dei provini, come indicato dalla Concrete Society (1987). Dunque, la resistenza cilindrica del calcestruzzo risulta dalla seguente espressione:

$$f_c = f_{core} \cdot F_{l/d} \cdot F_a \cdot F_d$$

dove

- f_{core} è la resistenza ottenuta dalla prova di compressione del campione;
- $F_{l/d}$ è la correzione per la snellezza del provino, pari a $2/(1,5 + D/l)$ con D e l rispettivamente diametro ed altezza del provino;
- F_a è la correzione per la presenza di armature, pari a $1 + 1,5 \cdot (\emptyset/D \cdot d/l)$ con d distanza della barra dalla base del provino più vicina e \emptyset diametro della barra;
- F_d è la correzione per il disturbo pari a 1,3.

Calcolata così la resistenza cilindrica, per determinare la resistenza cubica R_c è sufficiente moltiplicare la prima per un coefficiente pari a 1/0,8 come indicato sempre dalla Concrete Society. La *Tabella 4.8* mostra i risultati ottenuti.

nome provino	h/d [-]	f_{core} [N/mm ²]	$F_{l/d}$	F_a	F_d	f_c [MPa]	1/0,8	R_c [MPa]
PIL41 PSEMI	1	19,2	0,80	1	1,3	19,95	1,25	24,94
PIL30 P4	1	18,3	0,80	1	1,3	19,07	1,25	23,84
PIL15 PT	1	23,0	0,80	1	1,3	23,92	1,25	29,89
PIL8 PT	1	23,0	0,80	1	1,3	23,92	1,25	29,89
N B PSEMI	1	18,5	0,80	1	1,3	19,22	1,25	24,03
N B tra P3 e P4	1	17,1	0,80	1	1,3	17,75	1,25	22,19
PIL8 P3	2	18,8	1,00	1	1,3	24,39	1,25	30,49
PIL1 PT	2	23,7	1,00	1	1,3	30,81	1,25	38,51
PIL11 P1	2	16,2	1,00	1	1,3	21,09	1,25	26,36
PIL29 PT	2	23,8	1,00	1	1,3	31,00	1,25	38,74
PIL10 P2	2	18,5	1,00	1	1,3	24,03	1,25	30,03
PIL29 P4	2	11,9	1,00	1	1,3	15,41	1,25	19,26
PIL14 P2	2	17,5	1,00	1	1,3	22,74	1,25	28,43
PIL30 P1	2	18,2	1,00	1	1,3	23,66	1,25	29,57

Tabella 4.8. Resistenza cilindrica e cubica ottenute dai risultati delle prove di schiacciamento dei provini estratti.

Per quanto riguarda le indagini in situ, la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo presenta alcune limitazioni derivanti dalla presenza di umidità al suo interno e dalla sua età. Infatti, un contenuto elevato di umidità provoca una sottostima dell'indice di rimbalzo sclerometrico ed una sovrastima della velocità delle onde ultrasoniche, mentre, al contrario, un'età maggiore del calcestruzzo porta una sovrastima dell'indice di rimbalzo sclerometrico ed una sottostima della velocità delle onde ultrasoniche.

Per cercare di compensare gli errori è stato applicato il metodo Sonic Rebound, detto comunemente SonReb. Si tratta di un metodo combinato che propone una correlazione tra l'indice di rimbalzo e la velocità di propagazione degli ultrasuoni per il calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$R_c = a \cdot Ir^b \cdot V^c$$

dove

- R_c è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo;
- Ir è l'indice di rimbalzo medio derivante dalla prova sclerometrico;
- V [m/s] è la velocità media di propagazione degli ultrasuoni, corretta eventualmente se si usa il metodo a rifrazione;
- a, b, c sono le costanti che permettono di tarare il metodo SonReb sulla base delle prove distruttive eseguite sugli stessi elementi.

I parametri a, b, c sono stati stabiliti sulla base delle resistenze ottenute dalle prove di schiacciamento dei provini, seguendo il metodo proposto da *Giacchetti R., Bufarini S. e D'Aria V. (2005)*:

$$R_c = 7,546 \cdot 10^{-11} \cdot Ir^{1,4} \cdot V^{1,6}.$$

Tale metodo, propone la scelta di a in modo tale da minimizzare lo scarto quadratico con le misure derivanti dalla formula sopra indicata, mantenendo invariati i valori di b e c .

In questo modo sono stati individuati i seguenti parametri:

- $a = 7,92 \cdot 10^{-11}$;
- $b = 1,4$;
- $c = 2,6$.

Nel grafico sotto riportato (*Figura 4.42*) è rappresentata la relazione tra la resistenza cubica ottenuta dalle prove di schiacciamento delle carote (R_c CS-87) e quella stimata mediante metodo SonReb (R_c SonReb). Si fa presente che le velocità ultrasoniche misurate in situ sui setti dei nuclei ascensori in modalità indiretta, sono state sostituite con le velocità misurate in laboratorio sulle carote prelevate da tali elementi.

Nella *Tabella 4.9* sono riportati i valori ottenuti della resistenza cubica a compressione del calcestruzzo, sia quelli relativi alle prove di schiacciamento che quelli stimati con il metodo SonReb.

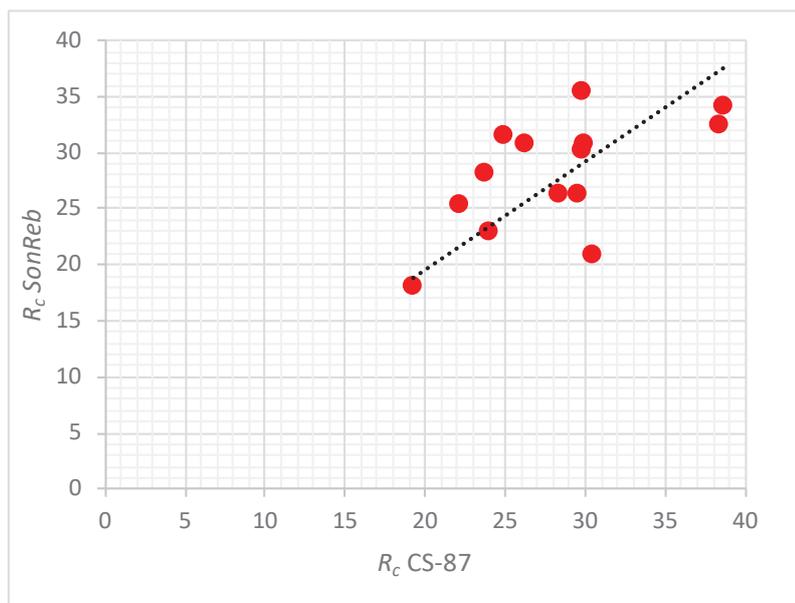


Figura 4.42. Relazione tra la resistenza cubica ottenuta dalle prove di schiacciamento (R_c CS-87) e la resistenza cubica ottenuta dall'applicazione del metodo SonReb (R_c SonReb).

Nome provino	l _r [-]	V [m/s]	Metodo V	R _c SonReb [MPa]	R _c CS-87 [MPa]
PIL41 PSEMINT	37,6	4101	T	31,44	24,94
PIL30 P4	38,7	3862	T	27,99	23,84
PIL15 PT	41,6	3821	T	30,13	29,89
PIL8 PT	43,5	3970	T	35,44	29,89
N B tra PSEMINT e PT	36,3	3696	S	22,84	24,03
N B tra P3 e P4	37,0	3803	S	25,26	22,19
PIL8 P3	33,8	3701	T	20,74	30,49
PIL1 PT	43,2	3845	T	32,29	38,51
PIL11 P1	41,3	3860	T	30,62	26,36
PIL29 PT	41,2	4029	T	34,13	38,74
PIL10 P2	41,9	3837	T	30,78	30,03
PIL29 P4	32,7	3563	T	17,93	19,26
PIL14 P2	38,3	3790	T	26,28	28,43
PIL30 P1	39,6	3723	T	26,29	29,57

Tabella 4.9. Riepilogo dei valori di resistenza cubica di compressione ottenuti dalle prove di schiacciamento e dal metodo SonReb.

Dall'elaborazione delle prove effettuate è possibile osservare che il calcestruzzo utilizzato per pilastri e setti è omogeneo ed in alcuni casi presenta inerti di diametro grossolano. Le prove non distruttive, ad eccezione di quelle ultrasoniche in modalità indiretta, e quelle di schiacciamento hanno fornito valori di resistenza piuttosto omogenei al variare di elevazione e di elemento strutturale.

Il valore medio della resistenza cubica a compressione del calcestruzzo è pari a 28,20 Mpa, quindi il conglomerato presenta buone caratteristiche meccaniche.

	Media R _c [MPa]	dev. st. R _c [MPa]
Calcestruzzo	28.20	6.61

Tabella 4.10. Resistenza cubica a compressione del calcestruzzo.

Per quanto riguarda l'**acciaio d'armatura**, dalla prova di trazione è stato possibile risalire alla classe di resistenza dell'acciaio impiegato per le armature di pilastri e setti. Si tratta dell'acciaio liscio Aq60, così denominato dal Ministero dei LL.PP. nella Circolare del 23/05/1957 n.1472.

Il Regio Decreto Legge n.2229 del 1939 introdusse tre categorie di acciaio liscio per armature:

- Dolce, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 23 kg/mm² e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 42-50 kg/mm²;
- Semi-duro, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 27 kg/mm² e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 50-60 kg/mm²;
- Duro, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 31 kg/mm² e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 60-70 kg/mm².

Successivamente, il Ministero dei LL.PP. tramite la Circolare n.1472 del 23/05/1957 cambiò la denominazione degli acciai lisci ed introdusse le prime indicazioni sull'utilizzo degli acciai ad aderenza migliorata. Dunque, le classi d'acciaio vennero così distinte:

- Aq42, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 23 kg/mm² e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 42-50 kg/mm² (ex acciaio Dolce);
- Aq50, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 27 kg/mm² e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 50-60 kg/mm² (ex acciaio Semi-duro);
- Aq60, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 31 kg/mm² e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 60-70 kg/mm² (ex acciaio Duro).

Nella tabella seguente (Figura 4.43) – riportata in *G. M. Verderame, P. Ricci, M. Esposito, F. C. Sansiviero, Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980* – si evidenziano le tipologie di acciaio appena descritte e le relative caratteristiche meccaniche.

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60	/	FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Figura 4.43. Classificazione degli acciai da armatura secondo le normative degli anni 1939-1974, da *G. M. Verderame, P. Ricci, M. Esposito, F. C. Sansiviero, Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980*.

Visti i valori di tensione di snervamento e di rottura misurati durante la prova, rispettivamente pari a 460 N/mm² (46 kg/mm²) e 665 N/mm² (66,5 kg/mm²), e vista l'epoca di costruzione dell'edificio, orientativamente tra il 1970 e 1973, le barre di armatura degli elementi strutturali verticali appartengono alla classe di acciaio liscio Duro (R.D.L. n.2229/1939) nonché alla classe Aq60 (LL.PP. n.1472/1957).

4.2.8. Livello di conoscenza

Il percorso di conoscenza effettuato ha determinato il raggiungimento di un livello di conoscenza pari a LC1.

Infatti, vista l'assenza totale di elaborati progettuali e di disegni di carpenteria originali e vista anche la sola barra estratta e sottoposta a prova di trazione, come evidenziano le Tabelle C8.5.IV e C8.5.V delle NTC 2018, riportate al paragrafo 4.1 rispettivamente come *Tabelle 4.1 e 4.2*, non è possibile il raggiungimento di un livello di conoscenza maggiore.

Quindi, si rende necessaria la redazione di un progetto simulato – capitolo 4.3 – per verificare le armature rilevate nei pilastri, ma soprattutto per determinare le sezioni resistenti delle travi REP, delle quali non è stato possibile eseguire rilievi dettagliati.

4.2.9. Danno sismico rilevato

Dai sopralluoghi è stato possibile osservare che il danno sismico, dovuto alla crisi sismica del 2016-2017, interessa quasi esclusivamente gli elementi secondari, soprattutto tramezzature interne e qualche tamponatura esterna al piano terra. La struttura non presenta danni particolari, se non leggeri danni localizzati all'interfaccia tra le solette delle scale ed i nuclei ascensori tra i piani seminterrato e terra e tra i piani terra e primo. Al piano seminterrato si può osservare il rigonfiamento del pavimento causato dallo sversamento di 100 q di acqua contenuti in una cisterna ubicata nei locali caldaia dell'edificio.

Il Fazzini era già caratterizzato – pre-eventi sismici – da un quadro fessurativo riguardante i solai di piano, in particolare le zone d'angolo dei piani dal primo al quarto. Molto probabilmente queste fessure sono anche dovute all'assenza di armatura nella soletta di completamento del solaio. Tuttavia, esse non sembrano essersi aggravate in seguito alla crisi sismica.

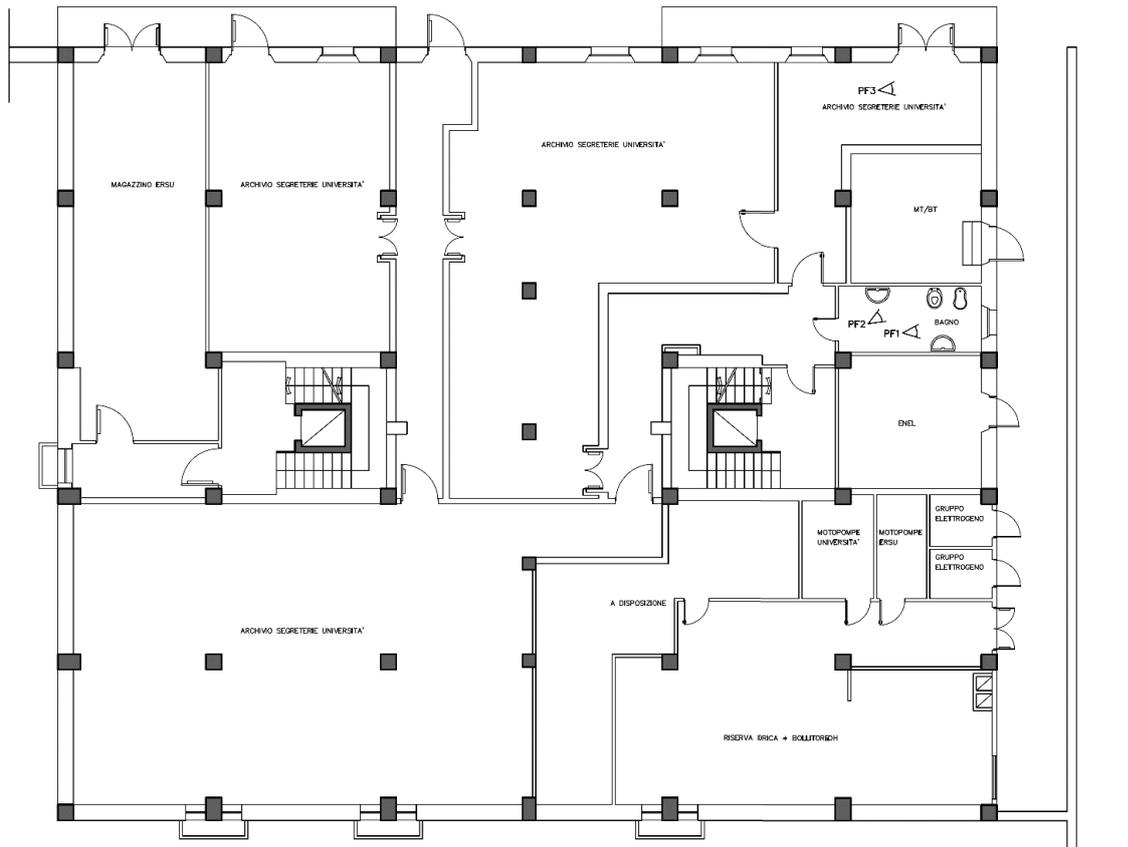
I piani maggiormente danneggiati risultano il seminterrato ed il piano terreno, dove si possono notare:

- Rotture per taglio nelle tamponature perimetrali e nelle tramezzature interne con lesioni inclinate a 45° isolate o a croce;
- Ribaltamento e scivolamento del paramento esterno di alcune tamponature perimetrali nella zona del portico; esse non sono confinate, infatti sono arretrate rispetto alla facciata principale;
- Ribaltamento e scivolamento di tramezzature interne;
- Crollo di una porzione del controsoffitto nella zona del portico.

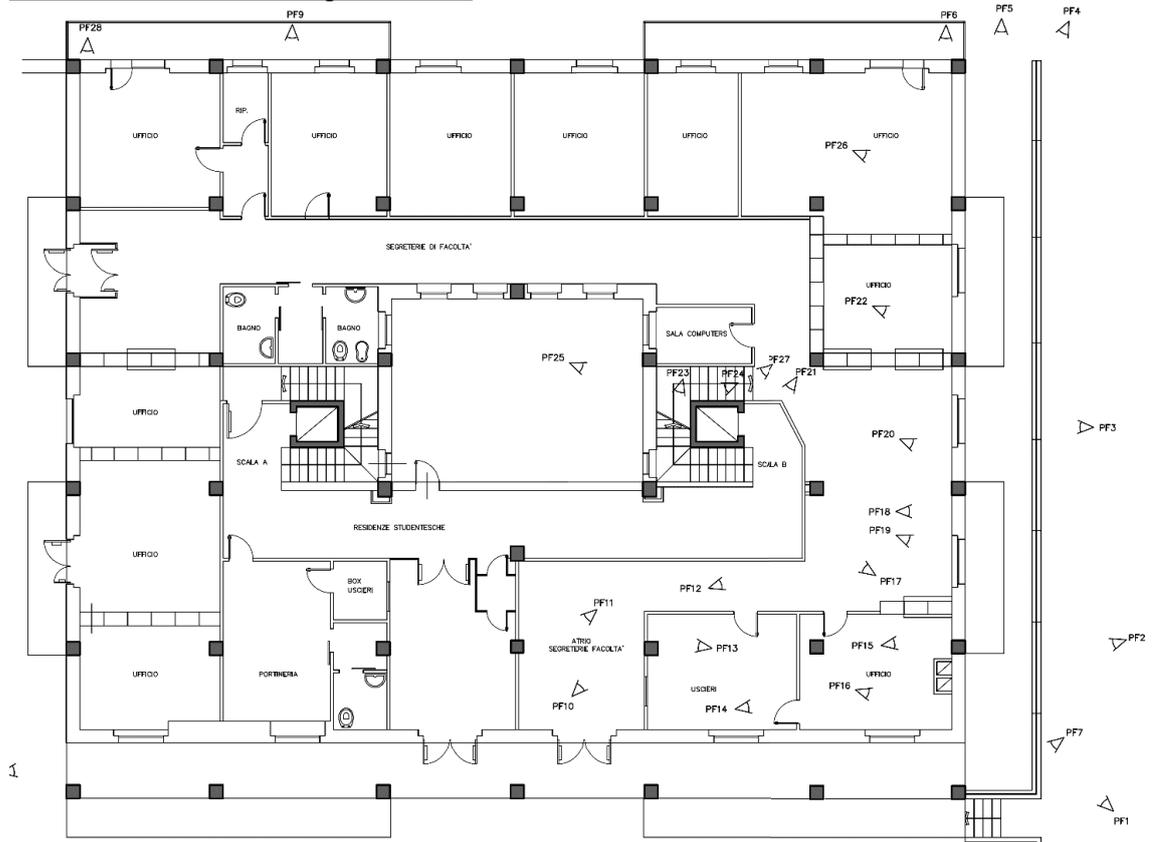
I fenomeni di ribaltamento e scivolamento confermano l'assenza di collegamenti trasversali tra i paramenti stessi e tra il telaio e la tamponatura.

Di seguito sono riportate le foto dei danni osservati e la loro ubicazione.

Danni sismici rilevati al piano seminterrato.



Danni sismici rilevati al piano terra.



PF1



PF2



PF3



PF4



PF5



PF6



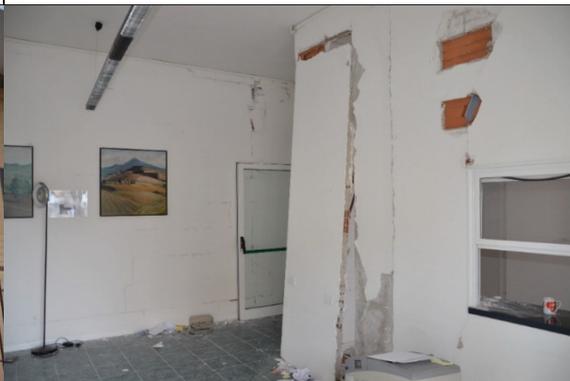
PF7



PF8



PF9



PF10



PF11



PF12





4.3. PROGETTO SIMULATO

Vista l'assenza di elaborati progettuali originali e viste le indagini effettuate, si rende necessaria la redazione di un progetto simulato destinato a:

- Verificare le armature rilevate nei pilastri;
- Identificare le sezioni resistenti delle travi REP e le armature aggiuntive;
- Identificare le armature dei travetti dei solai.

La normativa vigente all'epoca di costruzione del Fazzini era il *Regio Decreto-Legge del 16 novembre 1939 n.2229*, a cui si è fatto riferimento per il calcolo dei pilastri.

Per quanto riguarda il calcolo e la verifica delle travi REP si è fatto riferimento a *Prof. Ing. Franco Braga, Prof. Ing. Gian Michele Calvi, Prof. Ing. Raffaele Landolfo, Ing. Roberto Scotta, Prof. Ing. Arch. Enzo Siviero, PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, TECNOSTRUTTURE s.r.l., Noventa di Piave (Ve), Maggioli Editore, 4° Edizione, 2011, pagina 97*. In particolare, è stato seguito nel dettaglio quanto riportato al Capitolo 7.1. (pagina 97), "*Ieri: Procedimenti di calcolo per travi REP a cura dell'ing. Salvatore Leone, inventore della Trave REP, Anno di pubblicazione 1972*".

Per quanto riguarda le azioni sulle costruzioni e le combinazioni di carico è stato seguito quanto indicato dal *C.N.R. Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) A.I N.3 del 31 maggio 1967*.

Il modello strutturale è stato realizzato e sottoposto ad analisi mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti *SAP2000, Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc.*

4.3.1. Modellazione strutturale

Il modello strutturale è stato realizzato sulla base del rilievo geometrico e delle indagini eseguite nel percorso di conoscenza dell'edificio. Perciò sono state definite le sezioni rilevate per ciascun elemento strutturale, i materiali rappresentativi delle caratteristiche meccaniche stimate dalle prove in situ ed in laboratorio ed è stato ipotizzato un grado di incastro perfetto alla base, pur essendo consapevoli delle incertezze presenti riguardo al sistema di fondazione.

Sono stati definiti **materiali** specifici rappresentanti il calcestruzzo, le armature ed il laterizio componente le tamponature del seminterrato contro terra, uniche tamponature modellate in questa fase.

Il calcestruzzo, come determinato dalle indagini in situ ed in laboratorio, presenta una resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck} = 28,20 \text{ Mpa}$.

Quindi sapendo che $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$, è risultata una resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 23,41 \text{ MPa}$.

Dato che $f_{cm} = f_{ck} + 8$, è stato calcolato il modulo elastico del calcestruzzo attraverso la seguente formula:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3}$$

risultato pari a 31011,76 Mpa.

Tabella 4.11. Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

		[MPa]	[N/mm ²]	[kN/m ²]
Resistenza a compressione cubica	R _{ck}	28,20	28,20	28200,00
Resistenza a compressione cilindrica	f _{ck}	23,41	23,41	23406,00
Resistenza media a compressione	f _{cm}	31,41	31,41	31406,00
Modulo elastico	E _{cm}	31011,76	31011,76	31011763,89
Coefficiente di Poisson	ν	0,2		
Coeff. Di dilatazione termica	α	9,90E-06		
		[kg/m ³]	[kN/m ³]	
Peso di volume	W	2500	25	

Le armature degli elementi strutturali verticali sono barre di acciaio liscio Duro, denominato così nel R.D.L. n.2229/1939, corrispondente all'acciaio liscio Aq60 indicato dalla Circolare del Ministero dei LL.PP. n.1742/1957. Le principali caratteristiche meccaniche sono riportate in *Tabella 4.12*.

Tabella 4.12. Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da armatura.

		[MPa]	[N/mm ²]	[kN/m ²]
Tensione di snervamento	f _{yk}	460	460	460000
Tensione di rottura	f _{tk}	665	665	665000
Modulo elastico	E	210000	210000	2,10E+08
Coefficiente di Poisson	ν	0,3		
Coeff. Di dilatazione termica	α	1,17E-05		
		[kg/m ³]	[kN/m ³]	
Peso di volume	W	7800	78	

Relativamente alla tamponatura contro terra presente ai lati Nord ed Est del piano seminterrato, si è fatto riferimento ad *Antonio Borri, Marco Corradi, Emanuela Speranzini, Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: alcune sperimentazioni, 2009*. In tale pubblicazione sono descritte alcune prove di caratterizzazione meccanica di tamponature e murature tipiche di edifici del XX secolo, tra cui una molto simile a quella contro terra del Fazzini.

Infatti, nel documento appena citato, l'edificio di Gualdo Tadino, comune della provincia di Perugia e sito a circa 60 km da Camerino, presenta una muratura costituita da blocchi semi-pieni di dimensioni 260 mm x 270 mm x 130 mm, caratterizzati da 8 fori circolari disposti con asse orizzontale (*Figura 4.44*).

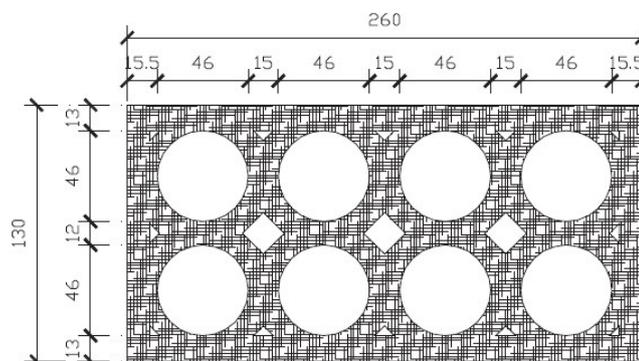


Figura 4.44. Blocco semi-pieno di dimensioni 260 mm x 270 mm x 130 mm, da Antonio Borri, Marco Corradi, Emanuela Speranzini, *Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: alcune sperimentazioni*, 2009.

Su una porzione di questa muratura è stata condotta una prova di compressione diagonale per la determinazione della resistenza a taglio. I risultati ottenuti sono i seguenti:

- Resistenza a taglio $\tau_K = 0,113 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico di taglio $G_{1/3} = 17270 \text{ MPa}$;
- Dilatazione angolare $\gamma_{1/3} = 0,0014 \cdot 10^{-3}$.

La ricerca evidenzia il legame sforzo-deformazione della prova di compressione diagonale: esso è riportato in *Figura 4.45* in cui la curva rappresentativa della muratura dell'edificio di Gualdo Tadino è identificata dalla sigla CD-07-G-ORI.

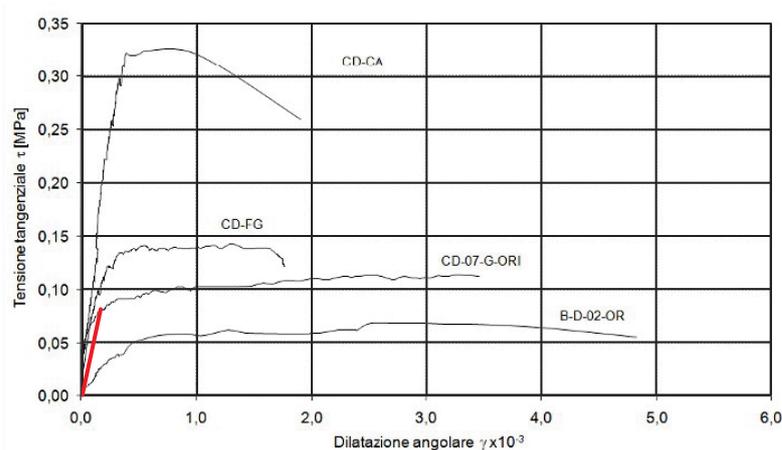


Figura 4.45. Risultati delle prove di compressione diagonale eseguite sulle murature analizzate da Antonio Borri, Marco Corradi, Emanuela Speranzini, *Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: alcune sperimentazioni*, 2009. Nel grafico la linea rossa rappresenta la tamponatura contro terra del Collegio Fazzini.

Come si può osservare in *Figura 4.45*, per la tamponatura contro terra del Fazzini, rappresentata dalla linea rossa, sono stati considerati parametri ridotti a favore di

sicurezza, rispetto alla muratura dell'edificio di Gualdo Tadino. Le caratteristiche implementate nel modello sono le seguenti:

- Resistenza a taglio $\tau_K = 0,081 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico di taglio $G_{1/3} = 506,25 \text{ MPa}$;
- Dilatazione angolare $\gamma_{1/3} = 0,16 \cdot 10^{-3}$;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,25$;
- Modulo elastico $E = 1265,63 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha = 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

I pilastri e le travi sono stati modellati come elementi frame, mentre i setti del nucleo ascensore e le scale come elementi shell (*Figura 4.47*).

Il sistema di riferimento globale ha asse X in direzione Est-Ovest ed Y in direzione Nord-Sud, stessa direzione di orditura delle travi REP.

Per quanto riguarda i **pilastri**, come rilevato in fase di conoscenza dell'edificio, si è proceduto alla definizione di sezioni rettangolari o quadrate rastremate in altezza. In particolare:

- Piano seminterrato
 - o Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 35 cm;
 - o Pilastri 11, 15, 22, 29 e 33 sezione 40 cm x 40 cm;
 - o Pilastri rimanenti sezione 50 cm x 50 cm;
- Piano terra
 - o Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 35 cm;
 - o Pilastri 11 e 33 sezione 40 cm x 40 cm;
 - o Pilastri 15 e 29 sezione 35 cm x 35 cm;
 - o Pilastri rimanenti sezione 45 cm x 45 cm;
- Piano primo
 - o Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 35 cm;
 - o Pilastri 11, 15, 29 e 33 sezione 35 cm x 35 cm;
 - o Pilastri rimanenti sezione 40 cm x 40 cm;
- Piano secondo
 - o Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 30 cm, con lato lungo in direzione Est-Ovest;
 - o Pilastri 11, 15, 29 e 33 sezione 30 cm x 35 cm, con lato lungo in direzione Nord-Sud;
 - o Pilastri rimanenti sezione 35 cm x 40 cm, con lato lungo in direzione Nord-Sud;
- Piano terzo
 - o Pilastri di spigolo e 11, 15, 29 e 33 sezione 30 cm x 30 cm;
 - o Pilastri rimanenti 30 cm x 35 cm, con lato lungo in direzione Nord-Sud;
- Piano quarto
 - o Pilastri 30 cm x 30 cm;
- Piano sottotetto
 - o Pilastri 25 cm x 25 cm.

Le **travi REP**, ordite in direzione Nord-Sud, quindi ortogonalmente alla facciata principale dell'edificio, sono state definite come sezioni rettangolari in c.a. di dimensione 25 cm di larghezza e 21 cm di altezza. In direzione Est-Ovest le uniche travi REP presenti sono quelle a delimitazione di ciascun vano scala.

In direzione Est-Ovest, inoltre, perimetralmente e sulla corte interna sono stati inseriti i travetti di solaio affiancati. Infatti, sono stati definiti due tipi di cordoli:

- Cordolo di larghezza 24 cm, 2 travetti da 12 cm affiancati, e di altezza 21 cm per gli orizzontamenti con solaio da 18+3 cm;
- Cordolo di larghezza 24 cm e di altezza 12 cm per l'implacato di calpestio del sottotetto.

A sostegno della copertura in lamiera grecata, presente al piano terra su una porzione di corte interna, sono state inserite delle travi in acciaio di sezione HE220B e IPE200.

I due **vani scale**, con rispettivi **nuclei ascensori**, sono stati modellati con elementi shell. Le rampe della scala sono incastrate nei setti dei nuclei ascensori per effetto della meshatura eseguita su entrambi gli elementi, mentre i pianerottoli di interpiano dividono in due i pilastri perimetrali. La rampa di partenza e quella di arrivo, scaricano direttamente sui solai dei pianerottoli di piano. La *Figura 4.46* mostra quanto descritto.

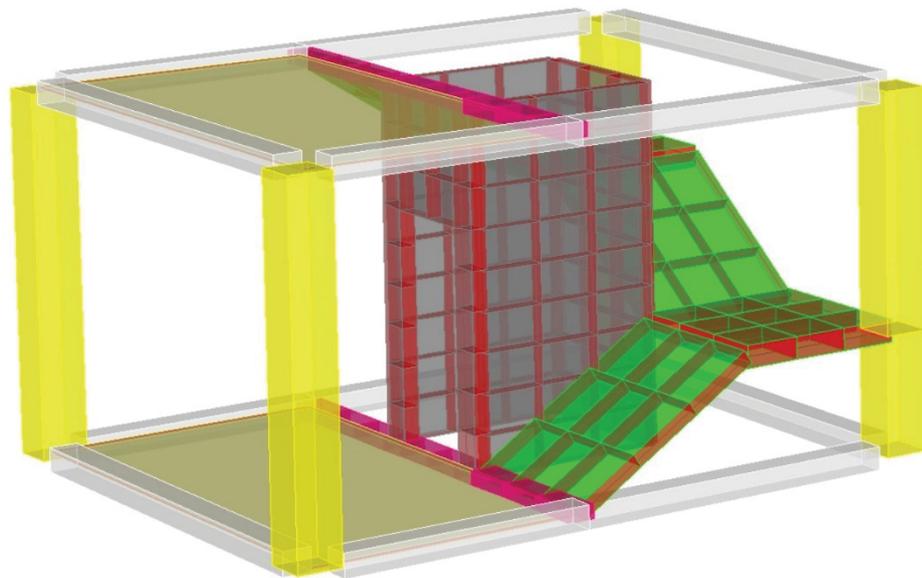


Figura 4.46. Modellazione del vano scala con nucleo ascensore (*SAP2000*).

Le **tamponature perimetrali** sono state modellate mediante shell “None”, cioè caratterizzate da massa e rigidezza nulla, solamente per poter applicare le pressioni dovute al vento.

Invece, i **muri contro terra** sono stati modellati mediante shell caratterizzate dal materiale definito precedentemente e su di esse è stata applicata la spinta del terreno.

Tutti i pilastri sono stati considerati incastrati a terra nonostante le incertezze riguardanti il sistema di fondazione, come ad esempio la presenza o meno di cordoli orditi trasversalmente a quelli presenti in direzione Nord-Sud. Anche i setti componenti i due nuclei ascensori si sono ipotizzati, in questa fase, incastrati a terra, tuttavia non è sicura

la presenza di una fondazione in grado di inibire completamente traslazioni e rotazioni. Si è realizzato così un **modello 3D a base fissa** (Figura 4.47).

Per quanto riguarda i constraint di piano, essi non sono stati applicati dato che la soletta di completamento dei solai non è armata e quindi non è del tutto vera l'ipotesi di infinita rigidità assiale degli orizzontamenti. Dunque, i solai sono stati modellati tramite elementi shell rappresentanti l'effettiva rigidità delle solette del Fazzini. Perciò si è proceduto alla definizione di una shell di spessore 3 cm, rappresentante la soletta di completamento esistente, con massa e peso nulli perché considerati nei carichi applicati.

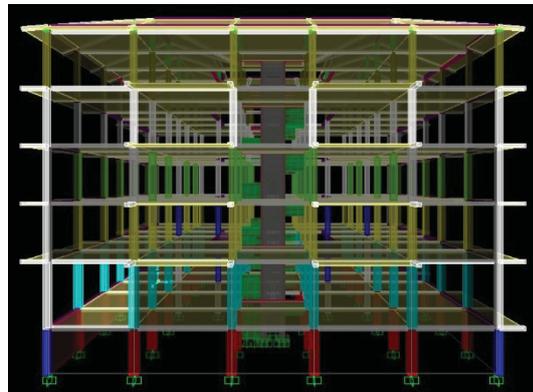
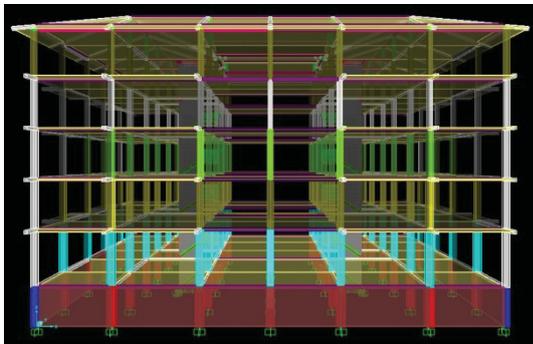
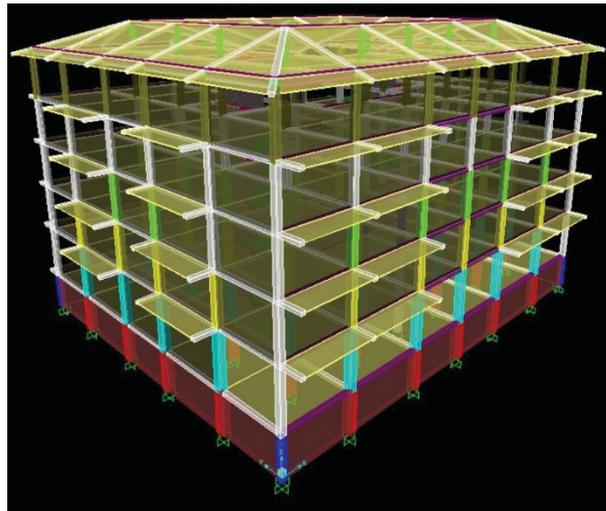


Figura 4.47. Modello 3D FEM dell'edificio, in basso a sinistra vista lato Nord mentre a destra vista lato Est (SAP2000).

I carichi sono stati applicati in parte sulle shell ed in parte sulle travi.

Alle shell sono stati attribuiti i seguenti carichi:

- Carichi dei solai con annessi accidentali, quindi anche la neve sulla copertura o sulla corte interna al piano terra;
- Vento sulle tamponature perimetrali;
- Spinta del terreno sulle tamponature contro terra del seminterrato.

Alle travi invece sono stati applicati:

- Carichi lineari delle tamponature perimetrali;
- Carichi lineari dei divisori a doppia fodera presenti sugli allineamenti dei pilastri 2-38, 4-40 e 6-42;
- Carichi del solaio nelle zone del portico e della corte interna al piano terra;

- Carichi dei controsoffitti alle travi dell'impalcato del piano primo.

Per l'analisi dei carichi dettagliata e per le combinazioni di carico definite si rimanda ai successivi 4.3.3 e 4.3.4.

4.3.2. Analisi modale

Dai risultati dell'analisi modale emerge che il Collegio Fazzini presenta:

- 1° modo rotazionale con un periodo pari a 1,63 s, con una percentuale di massa partecipante pari al 68%;
- 2° modo traslazionale in X con un periodo pari a 1,48 s, con una percentuale di massa partecipante pari al 65%;
- 3° modo traslazionale in Y con un periodo pari a 1,30 s, con una percentuale di massa partecipante pari al 67%.

Tabella 4.13. Analisi modale del Collegio Fazzini.

Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	1,63	0,01	0,00	0,68
2	1,48	0,65	0,00	0,01
3	1,30	0,00	0,67	0,00
4	0,48	0,00	0,00	0,13
5	0,37	0,16	0,00	0,00
6	0,35	0,00	0,15	0,00

Anche i secondi modi, 4° rotazionale, 5° traslazionale in X e 6° in Y, risultano rilevanti viste le loro masse partecipanti.

L'edificio così modellato presenta una certa regolarità, infatti non sono presenti accoppiamenti roto-traslazionali.

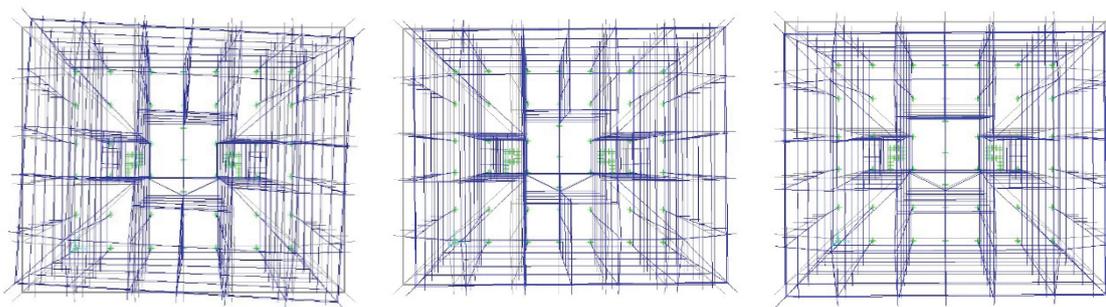


Figura 4.48. Analisi modale, da sinistra a destra le viste dall'alto rispettivamente di: modo 1 T=1,63 s, modo 2 T=1,48 s e modo 3 T=1,30 s (SAP2000).

4.3.3. Analisi dei carichi

All'epoca della costruzione del Fazzini, il comune di Camerino non era classificato come comune sismico, ma lo è diventato negli anni '80 e precisamente con il D.M. 515 del 3 giugno del 1981. Perciò in sede di progetto simulato, l'azione sismica non viene applicata.

Inoltre, all'epoca non vigeva nemmeno l'obbligo del deposito del progetto presso il Genio Civile, introdotto successivamente con la Legge n.1086 del 5 novembre del 1971.

Dunque, per quanto riguarda le indicazioni relative ai sovraccarichi accidentali ed alle condizioni di carico, con le quali determinare le sollecitazioni di progetto per eseguire il progetto simulato, si fa riferimento al Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) del C.N.R. del 31 maggio 1967.

I **carichi permanenti** sono stati calcolati sulla base delle indagini effettuate in situ che hanno permesso di individuare le stratigrafie di solai, tamponature e divisori interni.

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative, in cui si possono notare, oltre ai carichi permanenti strutturali G1 e non strutturali G2, anche i carichi accidentali Q stabiliti in funzione del Bollettino Ufficiale del 31 maggio 1967 del C.N.R. come descritto successivamente.

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona portico				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,02	28	0,56
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,94
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,02	20	0,40
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,78
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona chiostro				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,085	20	1,70
	pavimento	0,03	20	0,60
	intonaco	0,01	18	0,18
	guaina			0,30
				2,78
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,01	20	0,20
	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzi	3,40	11	1,69
				1,58
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,01	20	0,20
	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzi	2,92	11	1,45
				1,58
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=12+3 cm piano sottotetto				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,72
	pignatte		5	0,456
				1,93
G2	intonaco	0,01	18	0,18
				0,18
Q				1,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm copertura				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	guaina			0,30
	coppi			0,80
				1,10
Q neve		Altitudine 670 m l.m.m.		1,46

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm balcone				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,04	20	0,80
	pavimento	0,02	20	0,40
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,38
Q balcone				4,00

Solaio copertura in lamiera grecata piano primo				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,0575	25	1,44
	greca			0,785
				2,22
G2	guaina			0,30
	ghiaia + pietrisco	0,05	16	0,80
	controsoffitto			0,30
				1,10
Q				0,50

Scala in c.a.					
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G1 rampa	soletta	0,14	25	3,50	4,20
				3,50	
G1 pianerottolo	soletta	0,20	25	5,00	6,00
				5,00	
G2 rampa	gradino		25	2,00	4,41
	riv. alzata	0,02	28	0,24	
	riv. pedata	0,03	28	0,98	
	all. alzata	0,01	18	0,08	
	all. pedata	0,01	18	0,20	
	intonaco	0,01	18	0,18	
				3,68	
G2 pianerottolo	pavimento	0,02	28	0,56	1,10
	allettamento	0,01	18	0,18	
	intonaco	0,01	18	0,18	
				0,92	1,10
Q scala				4,00	4,80

Solaio in latero-cemento h=12+3 cm primo pianerottolo di interpiano, piano seminterrato				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,72
	pignatte		5	0,456
				1,18
G2 pianerottolo	pavimento	0,02	28	0,56
	allettamento	0,01	18	0,18
	intonaco	0,01	18	0,18
				0,92
Q scala				4,00

Copertura torrino ascensore				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,20	25	5,00
	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,48
	pignatte		5	0,30
				6,53
G2	guaina			0,30
	coppi			0,80
				1,10
G2 tamponatura	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzo	0,08	11	0,88
				0,91
Q				1,00
Q neve		Altitudine 670 m l.m.m.		1,46

Tamponatura esterna piano terra e piano terra su corte interna				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	forato	0,12	11	1,32
	intonaco	0,005	18	0,09
	intonaco	0,005	18	0,09
	forato	0,08	11	0,88
	intonaco	0,02	18	0,36
				10,60
con aperture				8,48

Tamponatura esterna piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	forato	0,12	11	1,32
	intonaco	0,005	18	0,09
	intonaco	0,005	18	0,09
	forato	0,08	11	0,88
	intonaco	0,02	18	0,36
				9,05
con aperture				7,24

Divisori interni a doppia fodera piani residenze, allineamenti pilastri 2-38, 4-40, 6-42				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,01	18	0,18
	forato	0,06	11	0,66
	forato	0,06	11	0,66
	intonaco	0,01	18	0,18
				4,91
con aperture				4,42

Tamponatura interna scala piano seminterrato				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				9,61
con aperture				7,69

Tamponatura interna scala piano terreno				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				13,58
con aperture				10,86

Tamponatura interna scala piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				11,59
con aperture				9,27

Controsoffitto con tavelle in laterizio piano terreno, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G2	tavellone	0,06	6,5	0,39
	intonaco	0,01	18	0,18
				0,57

Controsoffitto con pannelli fonoassorbenti piano terreno, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G2	pannelli gesso			0,30
				0,30

Come riporta il Bollettino Ufficiale del 31 maggio 1967, tutti i carichi devono essere considerati statici e devono essere maggiorati per tenere conto degli effetti dinamici, per edifici in comuni sismici. Come anticipato, visto che Camerino non era classificato sismico all'epoca, si effettua nel seguito un'analisi ai carichi verticali con l'aggiunta del vento come unica azione orizzontale.

Quindi, per quanto riguarda i sovraccarichi si considerano: carichi di esercizio, neve, spinta delle terre e vento.

Vista la destinazione d'uso prevista dal costruttore, cioè residenziale ad uso privato o ricettiva alberghiera, come **sovraccarichi accidentali** si considerano i seguenti:

- 200 kg/m² per locali di abitazione o di servizio non aperto al pubblico e relativi terrazzi di copertura praticabili;
- 400 kg/m² per balconi e scale di edifici di abitazione;
- 100 kg/m² per sottotetti accessibili;

- 50 kg/m² come sovraccarico minimo in copertura, comprensivo di neve, vento, ecc., riferito alla proiezione orizzontale della superficie.

Prospetto 3-1 - Carichi di esercizio

N°	Locale	Carico kg/m ²
1	Locali di abitazione o di servizio, e di ufficio non aperto al pubblico e relativi terrazzi di copertura praticabili	200
2	Locali pubblici suscettibili di affollamento (negozi, ristoranti, caffè, banche, uffici postali, aule scolastiche) e relativi terrazzi di copertura praticabili	350
3	Locali pubblici suscettibili di grande affollamento (sale di riunioni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi, palestre, ecc.)	500
4	Sale da ballo, tribune senza posti fissi, ecc.	600
5	Balconi e scale	400
	} per edifici di abitazione	500
	} per edifici pubblici e scolastici	
6	Sottotetto accessibile	100
7	Rimesse per autovetture fino a 2,5 t di peso	300
8	Archivi e biblioteche	Secondo i casi, comunque non minore di 600

Figura 4.49. Carichi di esercizio in base alla destinazione d'uso, da C.N.R. Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) A.I N.3 del 31 maggio 1967.

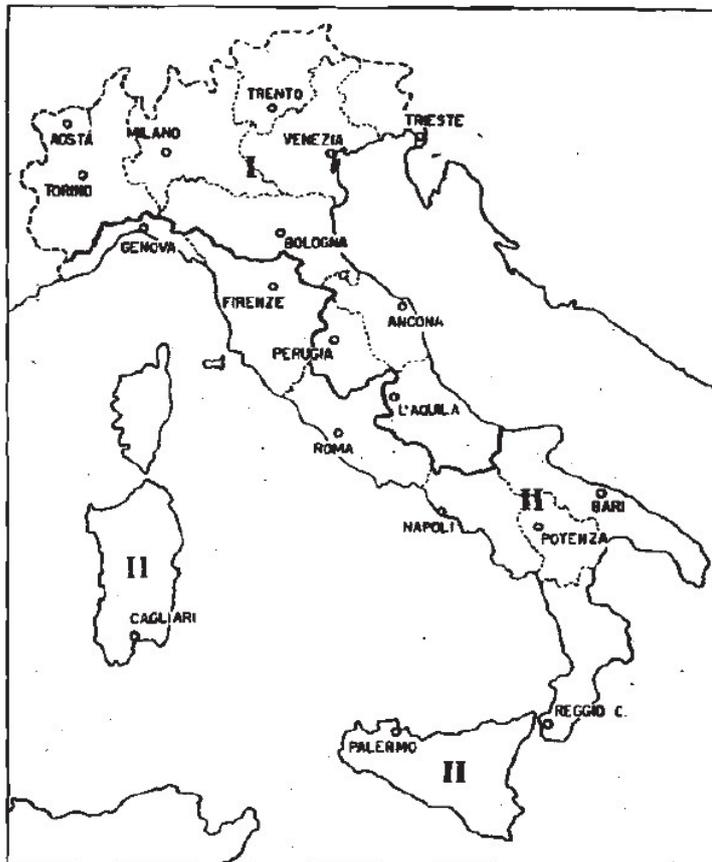


Fig. 3.1

Figura 4.50. Suddivisione dell'Italia in Zona I e II per la valutazione del carico neve, da C.N.R. Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) A.I N.3 del 31 maggio 1967.

Il Bollettino del 1967 consente di determinare il carico **neve** sulla base delle condizioni climatiche locali e di esposizione, vista la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Per località ad altitudine non maggiore di 300 m sul l.m.m., il carico neve al metro quadrato di proiezione orizzontale di costruzione non deve essere assunto minore di un certo valore in funzione della regione di ubicazione dell'edificio: per la regione Marche, ricadente in Zona I (*Figura 4.50*), pari a 90 kg/m^2 .

Invece, per località ad altitudine maggiore di 300 m, tale carico deve essere aumentato di $0,15(h - 300)$ in kg/m^2 .

Il comune di Camerino ricade quindi in questo secondo caso, infatti si trova ad un'altitudine di 661 m sul livello medio mare. Approssimando l'altitudine a 670 m sul l.m.m., il carico neve risulta:

$$90 + 0,15(h - 300) = 146 \text{ kg/m}^2.$$

L'edificio presenta un piano seminterrato che è soggetto alla **spinta del terreno** solamente su due lati, precisamente Nord ed Est. Per la determinazione di tale spinta ci si è basati sulla relazione geologica redatta nell'ottobre del 2016 da "*Studio Geologico GEOL. Gian Luca Faustini*".

Come descritto nel documento appena citato, la stratigrafia del sito è stata determinata basandosi su due sondaggi a carotaggio continuo, S1 a valle del fabbricato, quindi lato Sud, e S2 a monte del fabbricato, lato Nord; non è stata rilevata la presenza di acqua fino a 10 m dal piano campagna.

Le fondazioni del Fazzini appoggiano direttamente sul substrato: esso è costituito dalla Formazione delle Arenarie di Camerino ed è stato rilevato ad una profondità di 2,40 m in S1 ed a 0,70 m in S2 dal piano campagna.

La litostratigrafia e la caratterizzazione geotecnica dei terreni in profondità, fornita del geologo, è la seguente:

- Terreno di riporto, spessore 25 cm circa, costituito da pietrisco e ghiaie sovrastate da manto stradale;
- Depositi eluvio-colluviali, spessore variabile da circa 0,50 m a 2,25 m, costituiti da limi sabbioso argillosi e argillosi sabbiosi, i cui principali parametri geotecnici sono: peso di volume $1,90-1,95 \text{ gr/cm}^3$, coesione non drenata $0,22-0,60 \text{ kg/cm}^2$, angolo d'attrito interno $24-26^\circ$, modulo elastico $24-72 \text{ kg/cm}^2$;
- Substrato costituito dalla Formazione delle Arenarie di Camerino, presenta buoni valori di resistenza alla compressione ed è suddiviso in due unità in base al grado di alterazione;
 - o Substrato alterato, spessore variabile tra 1,50 m e 2,00 m circa, caratterizzato da: peso di volume $2,05-2,10 \text{ gr/cm}^3$, coesione non drenata $2,20-2,60 \text{ kg/cm}^2$, angolo d'attrito interno $21-22^\circ$, modulo elastico $320-328 \text{ kg/cm}^2$;
 - o Substrato integro caratterizzato da: peso di volume $2,10-2,20 \text{ gr/cm}^3$, coesione non drenata $4,00-6,00 \text{ kg/cm}^2$, angolo d'attrito interno $18-19^\circ$, modulo elastico $>400 \text{ kg/cm}^2$.

Vista la stratigrafia, la spinta sui muri contro terra del Fazzini è stata calcolata considerando i parametri meccanici del substrato integro, quindi considerando lo strato

con maggior peso di volume. Inoltre, è stato aggiunto un sovraccarico pari a 300 kg/m^2 , come indica il Bollettino del '67, per rimesse per autovetture fino a 2,5 t di peso, dato che alla quota del piano campagna di S2 il terreno è asfaltato e, quindi, si suppone possa essere utilizzato come parcheggio.

La *Tabella 4.14* riporta le tensioni di spinta orizzontale sui muri contro terra calcolate come appena descritto.

Z m	γ kN/m ³	σ_{v0} kN/m ²	u kN/m ²	σ'_{v0} kN/m ²	φ °	k_0	σ'_{h0} kN/m ²	σ_{h0} kN/m ²
0,00	22,0	3,00	0,00	3,00	18,0	0,69	2,07	2,07
0,70		18,40	0,00	18,40			12,71	12,71
0,70		18,40	0,00	18,40			12,71	12,71
1,90		44,80	0,00	44,80			30,96	30,96
1,90		44,80	0,00	44,80			30,96	30,96
2,52		58,44	0,00	58,44			40,38	40,38

Tabella 4.14. Spinta del terreno sui muri contro terra lati Nord ed Est.

Per quanto riguarda il **vento**, la cui direzione deve considerarsi orizzontale, esso genera delle azioni statiche che si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superficie interessate. Inoltre, l'effetto del vento è quello più gravoso considerando sia la pressione esterna che quella interna, quest'ultima dovuta alla presenza di aperture nel fabbricato. Come direzioni del vento si considerano quelle corrispondenti agli assi principali della pianta della costruzione.

Nel seguito si illustra la procedura di calcolo della pressione del vento secondo le indicazioni riportate dal C.N.R. nel 1967.

La pressione p del vento è data dalla seguente espressione:

$$p = c \cdot k \cdot q$$

dove q è la pressione cinetica esercitata dal vento, k è il coefficiente di snellezza mentre c è il coefficiente di esposizione e di forma.

La pressione cinetica q per altezze fino a 20 m dal suolo assume valori funzione della zona in cui si trova il fabbricato. In particolare, il Bollettino distingue le regioni italiane in quattro zone differenti e ciascuna di queste a sua volta è suddivisa in fascia costiera, subcostiera ed entroterra. Secondo questa classificazione, come si può vedere in *Figura 4.51*, la regione Marche appartiene al gruppo di regioni B ed il comune di Camerino appartiene alla fascia di entroterra, visto che si trova ad una distanza maggiore di 20 km dal mare. Vista l'altitudine di Camerino, 661 m sul l.m.m., l'edificio ricade in Zona 2 (*Figura 4.52*) per cui è soggetto ad una pressione cinetica fino a 20 m dal suolo q_{20} pari a 80 kg/m^2 .



Fig. 3.2

Zona 1 - Entroterra della regione A a quote minori di 500 m e della regione B a quote minori di 300 m;

Zona 2 - Fascia costiera della regione B; fascia subcostiera della regione A; entroterra della regione A a quote tra 500 e 1200 m, della regione B a quote tra 300 e 800 m e della regione C a quote minori di 800 m;

Zona 3 - Fasce costiere delle regioni A, C e D; entroterra delle regioni D ed E a quote fino a 800 m; entroterra della regione A a quote tra 1200 e 2000 m; entroterra delle regioni B e C a quote tra 800 e 1500 m;

Zona 4 - Fascia costiera della regione E; entroterra della regione A a quote maggiori di 2000 m; entroterra B e C a quote maggiori di 1500 m; entroterra delle regioni D ed E a quote maggiori di 800 m;

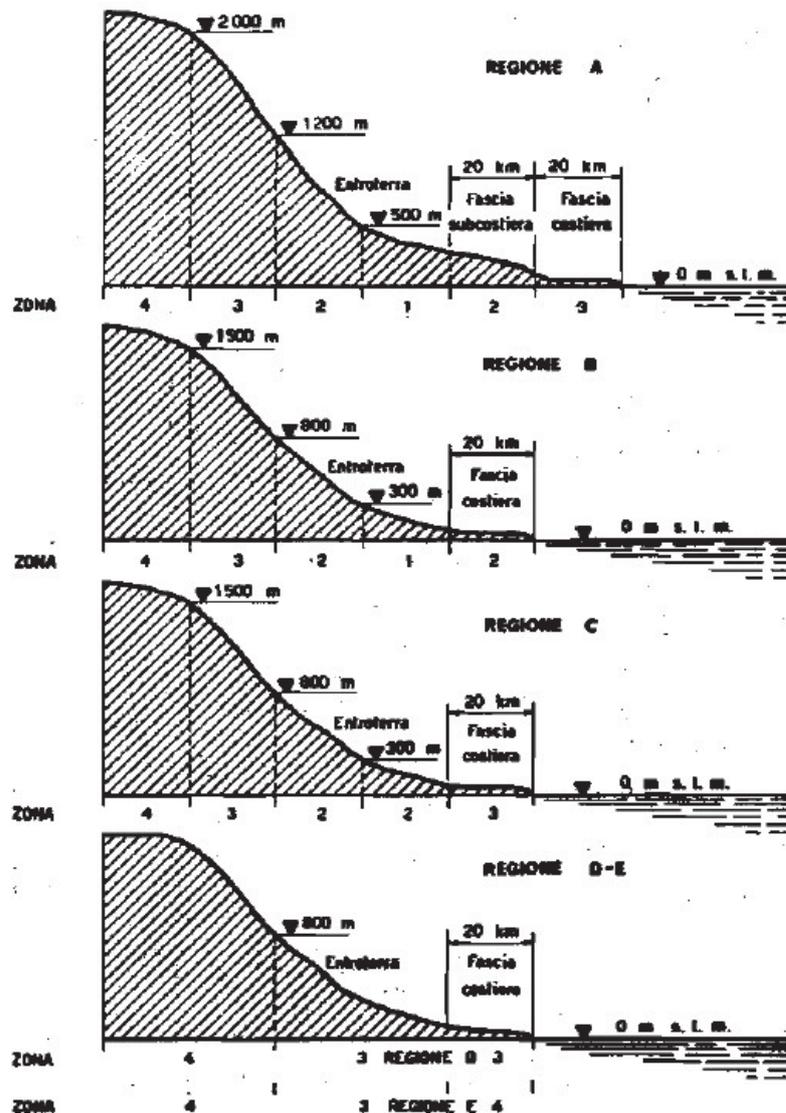
indicando con:

fascia costiera, quella che comprende le località a distanza dal mare minore di 20 km e non schermate da un crinale montano;

entroterra, le località a distanza dal mare maggiore di 20 km per le regioni B, C, D ed E e maggiore di 40 km per la regione A;

fascia subcostiera, compresa fra 20 e 40 km di distanza dal mare, limitatamente alla regione A.

Figura 4.51. Suddivisione delle regioni in gruppi e del territorio in fasce costiera, subcostiera ed entroterra, da C.N.R. *Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) A.I.N.3 del 31 maggio 1967.*



Z o n a	1	2	3	4
q_{20} kg/m ²	60	80	100	120

Figura 4.52. Identificazione delle zone e delle relative pressioni cinetiche fino a 20 m dal suolo q_{20} , da C.N.R. Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) A.I.N.3 del 31 maggio 1967.

Dato che l'altezza massima del fabbricato è 20,93 m, dunque maggiore di 20 m, si applica, come da indicazioni, la pressione cinetica q_{20} fino a 20 m dal suolo, mentre per le porzioni di edificio ad altezza maggiore si applica una pressione cinetica pari a:

$$q \left(\frac{kg}{m^2} \right) = q_{20} + 60 \frac{h - 20}{100}$$

fino al valore $h = 100$; per le parti superiori la pressione cinetica si considera costante. Nel caso del Fazzini, per semplificare si applica la q_{20} alle tamponature, che arrivano fino ad un'altezza di circa 19 m, mentre alla copertura si applica la q_{20} maggiorata. Il coefficiente di snellezza k dipende dalla forma tridimensionale dell'edificio. Per le costruzioni assimilabili a parallelepipedi, caso del Fazzini, tale coefficiente è pari a:

- $k = 1$ per edifici contraddistinti da $\frac{H}{b} < 6$;
- $k = 1 + 0,5 \left(1 - \frac{6b}{H}\right)$ per edifici contraddistinti da $\frac{H}{b} > 6$;

dove H è l'altezza dell'edificio e b è la minore delle dimensioni in pianta.

Nel caso del Fazzini risulta un coefficiente di snellezza $k = 1$.

I coefficienti c di esposizione e di forma dipendono sempre dalla forma dell'edificio, però in particolare dalla forma della pianta e dall'inclinazione delle superficie investite dal vento. L'edificio in oggetto ricade tra quelli a pianta rettangolare con coperture a falde inclinate. Dato che tutte le superficie interessate dal vento presentano tutte un'area maggiore di 15 m^2 , la valutazione della pressione esterna secondo il Bollettino del '67 si esegue nel modo seguente:

- Per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento) con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$ si assume $c_e = +0,8$;
- Per elementi sopravento con inclinazione $20^\circ < \alpha < 60^\circ$ si assume $c_e = 0,03\alpha - 1$;
- Per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente) si assume $c_e = -0,4$.

La pressione interna invece risulta essere nulla in quanto, ipotizzando la costruzione stagna dato che tutte le aperture presentano infissi che all'occorrenza possono essere chiusi, il coefficiente di esposizione e forma è $c_i = 0$.

Costruzioni stagne

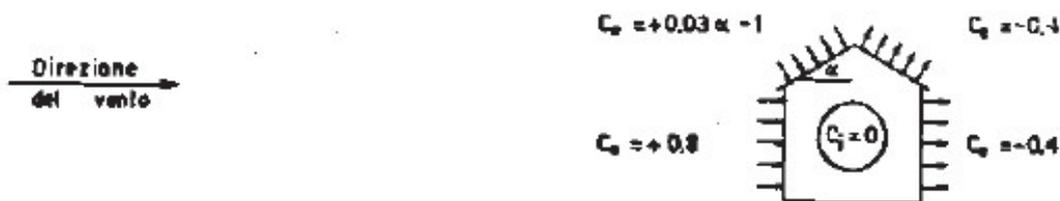


Figura 4.53. Pressioni generate dal vento in caso di costruzioni stagne.

I balconi, essendo tutti di superficie inferiore a 15 m^2 , non rientrano tra gli elementi soggetti a pressione del vento. Il Bollettino del 1967 indica che, per tali elementi, deve essere calcolata una pressione massima locale considerando un coefficiente di forma e di esposizione $c_e = \pm 1,6$. Inoltre, afferma che le pressioni massime locali non devono essere considerate per la determinazione delle azioni di insieme, perciò ai balconi non si applica nessuna pressione.

Dal prodotto dei coefficienti appena descritti si determina il carico del vento sulle tamponature e sulle falde di copertura (Tabella 4.15); i casi di vento considerati sono quattro, lungo le due direzioni principali della pianta dell'edificio: vento proveniente da Sud, da Nord, da Est e da Ovest.

	VENTO DA SUD			VENTO DA NORD		
	p			p		
	kg/m ²	kN/m ²	Tipo	kg/m ²	kN/m ²	Tipo
Tamponature sopravento	64,00	0,64	pressione	64,00	0,64	pressione
Tamponature sottovento	-32,00	-0,32	depressione	-32,00	-0,32	depressione
Tamponature radente	-32,00	-0,32	depressione	-32,00	-0,32	depressione
Falde copertura lato esterno sopravento	-30,77	-0,31	depressione	-30,77	-0,31	depressione
Falde copertura lato esterno sottovento	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato esterno radente	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato corte sopravento	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato corte sottovento	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato corte radente	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione

	VENTO DA EST			VENTO DA OVEST		
	p			p		
	kg/m ²	kN/m ²	Tipo	kg/m ²	kN/m ²	Tipo
Tamponature sopravento	64,00	0,64	pressione	64,00	0,64	pressione
Tamponature sottovento	-32,00	-0,32	depressione	-32,00	-0,32	depressione
Tamponature radente	-32,00	-0,32	depressione	-32,00	-0,32	depressione
Falde copertura lato esterno sopravento	-31,74	-0,32	depressione	-31,74	-0,32	depressione
Falde copertura lato esterno sottovento	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato esterno radente	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato corte sopravento	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato corte sottovento	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione
Falde copertura lato corte radente	-32,22	-0,32	depressione	-32,22	-0,32	depressione

Tabella 4.15. Valori di pressioni e depressioni generate dal vento per i quattro casi considerati, secondo il procedimento di calcolo previsto dal Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) del C.N.R. del 31 maggio 1967.

4.3.4. Condizioni di carico

Il Bollettino del C.N.R. del 1967 distingue le azioni sulle costruzioni in principali e complementari.

Le azioni principali comprendono:

- Carichi permanenti;
- Carichi di esercizio;
- Neve;
- Spinta delle terre;
- Effetto dinamico;

- Coazioni impresse.

Le azioni complementari invece comprendono:

- Vento;
- Variazioni termiche;
- Ritiro;
- Fenomeni viscosi;
- Imperfezioni dei vincoli;
- Difetti di montaggio.

Le combinazioni di carico previste, secondo cui determinare gli effetti delle azioni sulle costruzioni, sono due:

- Condizione di carico I, cumula sulla struttura le azioni principali nel modo più sfavorevole;
- Condizione di carico II, cumula sulla struttura le azioni principali e complementari, nel modo più sfavorevole.

Quindi nel caso oggetto di studio si considerano:

- Condizione di carico I comprendente
 - o Carichi permanenti;
 - o Carichi di esercizio;
 - o Neve;
 - o Spinta delle terre;
- Condizione di carico II comprendente
 - o Condizione di carico I;
 - o Vento.

Visti i quattro casi di vento considerati, si applica una Condizione II per ogni verso del vento.

In tutte le condizioni di carico i carichi sono stati considerati per intero.

4.3.5. Progetto e verifica delle pilastrate

Per il progetto e le verifiche dei pilastri si segue quanto indicato nel Regio Decreto-Legge del 16 novembre 1939 n.2229 “Norme per l’esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”.

Le sollecitazioni di progetto si determinano applicando, al modello strutturale definito, i carichi determinati al paragrafo 4.3.3 secondo le condizioni di carico previste dal Bollettino Ufficiale del C.N.R. del 1967 (paragrafo 4.3.4). Si tratta di una progettazione a presso-flessione visti i carichi verticali e, come unica azione orizzontale, la pressione esercitata dal vento.

In *Figura 4.54* si riporta, a titolo d’esempio, l’andamento delle sollecitazioni di sforzo assiale e flessione derivanti dalla Condizione di carico II per il vento che spira da Nord.

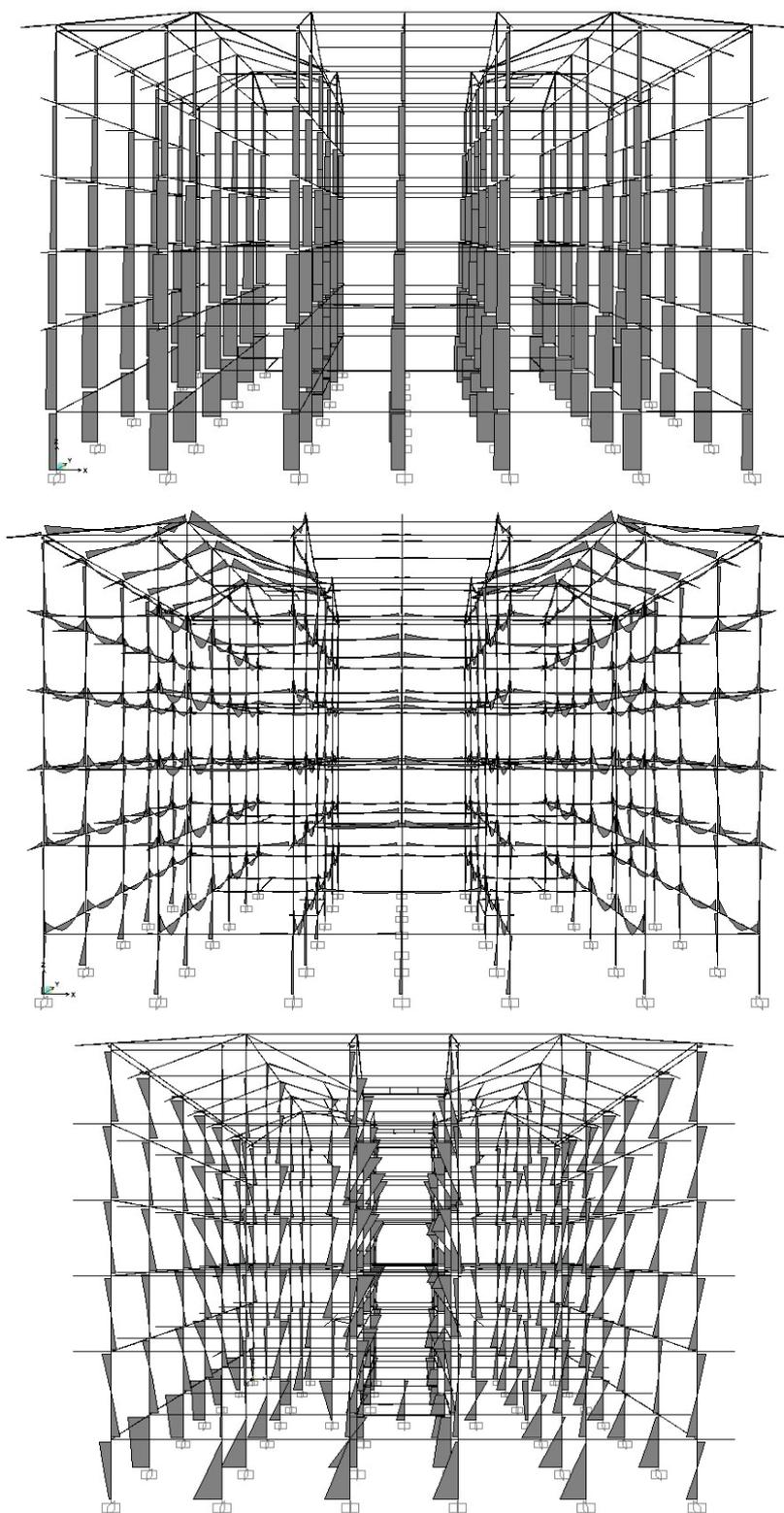


Figura 4.54. Sollecitazioni relative alla Condizione di carico II considerando il vento che spirava da Nord, rispettivamente dall'alto verso il basso: sforzo assiale, momento in direzione Est-Ovest, momento in direzione Nord-Sud (SAP2000).

Per quanto riguarda le **norme di progettazione**, il R.D.L. del 1939 ne fa riferimento al Capo III, dove fissa i carichi di sicurezza di calcestruzzo ed acciaio, i quantitativi minimi di armatura ed il metodo di calcolo.

Precisamente, all'Articolo 18 viene stabilito il **carico di sicurezza del calcestruzzo** nella sollecitazione di flessione semplice e di presso-flessione, in funzione del tipo di cemento

utilizzato e della sua resistenza. Per i conglomerati di resistenza cubica dopo 28 giorni di maturazione $\sigma_{r,28}$ maggiore di 225 kg/cm², quando il calcolo è eseguito secondo i metodi della scienza delle costruzioni considerando tutte le cause di sollecitazione, può assumersi come carico di sicurezza σ_c quello risultante dalla seguente formula:

$$\sigma_c = 75 + \frac{\sigma_{r,28} - 225}{9} \text{ kg/cm}^2$$

Nel caso del Fazzini, il carico di sicurezza adottato è quello proposto dalla formula appena citata, dato che il calcestruzzo, dalle prove effettuate, risulta avere una resistenza cubica a compressione pari a 28,2 MPa cioè 282 kg/cm², quindi maggiore di 225 kg/cm².

Applicando la formula soprastante, la tensione ammissibile risulta pari a 81,33 kg/cm². Invece, il carico di sicurezza per la sollecitazione di taglio non deve superare i 4 kg/cm². Quando la tensione tangenziale supera tale limite, è necessario calcolare un'apposita armatura trasversale. In ogni caso, il carico di sicurezza non deve superare i 14 kg/cm², altrimenti è necessario aumentare le dimensioni della sezione geometrica dell'elemento strutturale.

Il **carico di sicurezza delle armature metalliche** soggette a trazione non deve superare i 2000 kg/cm² per l'acciaio Semiduro e per l'acciaio Duro, secondo quanto scritto all'Articolo 19, ed in ogni caso non deve superare la metà della tensione di snervamento. Dato che l'acciaio impiegato nei pilastri del Fazzini è un acciaio Duro, caratterizzato da una tensione di snervamento di 4600 kg/cm², la tensione ammissibile risulta pari a 2000 kg/cm².

Negli anni successivi al 1939, il Consiglio Superiore del Ministero dei Lavori Pubblici emana la Circolare n.1472 del 23 maggio 1957, nella quale, oltre a fissare una nuova denominazione per gli acciai da armatura, fissa anche i nuovi valori di tensione ammissibile. In particolare, per l'acciaio Duro, che prende il nome di acciaio Aq60, la tensione ammissibile non deve superare il minore tra la metà del carico di snervamento ed i 1800 kg/cm². Questo per diametri non superiori a 30 mm e purché si utilizzi un conglomerato di almeno R.200 nel caso di sezioni rettangolari.

Perciò nel progetto simulato si assume come carico di sicurezza 1800 kg/cm².

Le **sollecitazioni** ed i coefficienti di omogeneizzazione sono trattati all'Articolo 22.

Per quanto riguarda le sollecitazioni, queste devono essere determinate tramite i metodi della scienza delle costruzioni considerando le condizioni di carico più sfavorevoli.

Per il calcolo delle armature è necessario l'uso del **coefficiente di omogeneizzazione n**:

$$n = \frac{E_f}{E_c}$$

dove E_f è il modulo elastico dell'acciaio mentre E_c del calcestruzzo. In mancanza di una determinazione sperimentale si assume $n = 10$ per conglomerati di cementi normali.

All'Articolo 30 sono invece indicati i **minimi di armatura** longitudinale e trasversale.

Per le membrature sollecitate a pressione assiale centrata od eccentrica, di sezione quadrata o poligonale regolare, il R.D.L. del '39 impone i seguenti limiti:

- Armatura longitudinale totale di sezione non inferiore al 0,8% dell'area di calcestruzzo quando questa sia minore di 2000 cm²;

- Armatura longitudinale totale di sezione non inferiore al 0,5% dell'area di calcestruzzo quando questa sia maggiore di 8000 cm²;
- Per aree di calcestruzzo comprese tra 2000 e 8000 cm², l'area di armatura longitudinale si ottiene per variazione lineare tra i limiti sopra.

L'armatura longitudinale – aggiunge il R.D.L. – deve essere munita di apposita staffatura continua o discontinua con passo o distanza non superiore né alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri dell'armatura longitudinale.

Inoltre, quando la lunghezza libera di flessione di una membratura supera di 15 volte la dimensione minima della sua sezione trasversale, occorre verificarne la stabilità a carico di punta.

Dato che in sede di indagini è stato possibile determinare l'armatura longitudinale e trasversale di tutti i pilastri – vista anche la doppia simmetria in pianta degli elementi verticali – si è proceduto solamente alle **verifiche di resistenza e dei limiti di armatura** secondo quanto previsto dal R.D.L. del 1939.

Sono state effettuate le verifiche a presso-flessione secondo le sollecitazioni derivanti dalla Condizione di Carico II prevista dal Bollettino del C.N.R. del 1967. Le sollecitazioni sono state ricavate grazie all'analisi del modello strutturale definito mediante il programma di calcolo agli elementi finiti SAP 2000.

Nota la geometria di ciascuna sezione e le armature presenti, si è proceduto al calcolo delle tensioni utilizzando le classiche formule del cemento armato, adottando un coefficiente di omogeneizzazione $n = 10$.

Prima di tutto si calcolano le caratteristiche della sezione ideale:

$$A_{id} = A_c + n \cdot A_s + n \cdot A's$$

$$S_{id} = \frac{B \cdot H^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d + n \cdot A's \cdot d'$$

$$X_{G,id} = \frac{S_{id}}{A_{id}}$$

$$J_{id} = \frac{B \cdot H^3}{12} + B \cdot H \left(X_{G,id} - \frac{H}{2} \right)^2 + n \cdot A's (X_{G,id} - d')^2 + n \cdot A_s (d - X_{G,id})^2$$

dove

- A_{id} è l'area ideale della sezione in calcestruzzo armato;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo, di base B ed altezza H ;
- $A_s, A's$ sono rispettivamente l'area dell'armatura tesa e l'area dell'armatura compressa;
- S_{id} è il momento statico rispetto all'asse baricentrico;
- d è l'altezza utile della sezione data dalla differenza tra l'altezza della sezione e il copriferro d' ;
- $X_{G,id}$ è la posizione rispetto al lembo compresso dell'asse baricentrico;
- J_{id} è il momento d'inerzia baricentrico.

Note le sollecitazioni di compressione e di flessione, si calcola l'eccentricità e :

$$e = \frac{Med}{Ned}$$

dove

- Med è il momento sollecitante;
- Ned è lo sforzo assiale sollecitante.

Se $e \leq H/6$ si ha piccola eccentricità, altrimenti grande eccentricità. In questo secondo caso, parte della sezione è tesa e quindi occorre determinare la posizione effettiva dell'asse neutro prima di calcolare le tensioni.

Nel caso di piccola eccentricità le tensioni sul calcestruzzo e sull'acciaio si calcolano tramite le seguenti formule:

$$\sigma_{c,max} = \frac{Ned}{Aid} + \frac{Med + Ned(X_{G,id} - H/2)}{Jid} \cdot X_{G,id}$$

$$\sigma_{c,min} = \frac{Ned}{Aid} - \frac{Med + Ned(X_{G,id} - H/2)}{Jid} \cdot (H - X_{G,id})$$

$$\sigma_s = n \left[\frac{Ned}{Aid} - \frac{Med + Ned(X_{G,id} - H/2)}{Jid} \cdot (d - X_{G,id}) \right]$$

$$\sigma'_s = n \left[\frac{Ned}{Aid} + \frac{Med + Ned(X_{G,id} - H/2)}{Jid} \cdot (X_{G,id} - d') \right]$$

dove

- $\sigma_{c,max}$ e $\sigma_{c,min}$ sono le tensioni sul calcestruzzo ai lembi superiore e inferiore, entrambi compressi;
- σ_s e σ'_s sono rispettivamente la tensione sull'armatura tesa e la tensione sull'armatura compressa.

Invece, nel caso di grande eccentricità si può calcolare la profondità dell'asse neutro mettendo a sistema l'equazione di equilibrio alla traslazione e quella di equilibrio alla

$$\begin{cases} \frac{\sigma_c Bx}{2} + A'_s \sigma'_s - A_s \sigma_s = N \\ \frac{\sigma_c Bx}{2} \left(\frac{H}{2} - \frac{x}{3} \right) + A'_s \sigma'_s \left(\frac{H}{2} - d' \right) + A_s \sigma_s \left(d - \frac{H}{2} \right) = Ne \end{cases}$$

rotazione intorno al baricentro.

Vista la linearità del diagramma delle tensioni, è possibile scrivere le tensioni sull'acciaio teso σ_s e compresso σ'_s in funzione della tensione sul calcestruzzo σ_c .

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{x - d'}{d}$$

$$\sigma'_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

Moltiplicando entrambe le equazioni per x e solo la prima per e , sottraendo poi la prima alla seconda si trova un'equazione di terzo grado nella sola incognita x .

$$x^3 - 3x^2 \left(\frac{H}{2} - e \right) - \frac{6n}{B} \left[A'_s \left(\frac{H}{2} - d' - e \right) - A_s \left(d - \frac{H}{2} + e \right) \right] x + \frac{6n}{B} \left[A'_s d' \left(\frac{H}{2} - d' - e \right) - A_s d \left(d - \frac{H}{2} + e \right) \right] = 0$$

Determinata la posizione dell'asse neutro x , si procede al calcolo delle tensioni sul calcestruzzo compresso e sull'armatura sia tesa che compressa:

$$\sigma_c = \frac{Ned}{Sx, id} \cdot x$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{x - d'}{d}$$

$$\sigma'_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

dove Sx, id è il momento statico della sezione ideale rispetto all'asse neutro.

$$Sx, id = \frac{B \cdot x^2}{2} + n \cdot A'_s (x - d') + n \cdot A_s (d - x)$$

Una volta determinate le tensioni, esse si confrontano con i carichi di sicurezza, o tensioni ammissibili, come previsto dalle norme citate precedentemente.

$$\sigma_{c,amm} = 81,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,amm} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Naturalmente, le verifiche di resistenza vengono effettuate per entrambe le direzioni di sollecitazione, X e Y.

Dopo aver eseguito tali verifiche, si confrontano le armature longitudinali rilevate con i minimi da R.D.L. del 1939.

Per quanto riguarda il taglio, si calcola la tensione tangenziale τ dovuta al taglio sollecitante Ved .

$$\tau = \frac{Ved}{0,9 \cdot B \cdot d}$$

Se la tensione tangenziale risulta inferiore a 4 kg/cm^2 , come previsto dal R.D.L. del '39, non sono necessarie staffe, altrimenti occorre calcolarle. In ogni caso la tensione tangenziale non deve superare i 14 kg/cm^2 .

L'armatura trasversale, qualora la tensione τ fosse compresa nell'intervallo $4 - 14 \text{ kg/cm}^2$, si calcola con la formula seguente:

$$n = \frac{\tau \cdot B \cdot 1}{v \cdot Ast \cdot \sigma_{s,amm}}$$

dove

- n è il numero di staffe al metro;
- v è il numero di bracci della staffa;
- Ast è l'area trasversale del tondino componente la staffa;
- $\sigma_{s,amm}$ è il carico di sicurezza dell'acciaio.

Anche per le verifiche di resistenza al taglio, il calcolo si esegue per entrambe le direzioni di sollecitazione.

Dopo aver controllato la tensione tangenziale, si confronta l'armatura trasversale rilevata con i minimi imposti dal R.D.L. del '39.

Le verifiche di resistenza a presso-flessione, specialmente alle elevazioni superiori, spesso non sono soddisfatte. Detto ciò, occorre tener presente che le sollecitazioni sono state determinate mediante un'analisi strutturale di un modello agli elementi finiti, metodo di certo non usuale all'epoca di progettazione del Fazzini. Quindi le difformità notate molto probabilmente derivano da questo motivo.

Invece, numerose problematiche si sono riscontrate rispetto ai minimi di armatura previsti dal R.D.L. del 16/11/1939 n.2229.

Di seguito si riportano tre tabelle in cui la numerazione dei pilastri è conforme alla *Figura 4.39*. In particolare, in *Tabella 4.16* sono riportate le dimensioni delle sezioni dei pilastri e le relative armature longitudinali, mentre nelle *Tablelle 4.17* e *4.18* si possono osservare rispettivamente i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale esistenti rispetto ai minimi previsti dal Regio Decreto-Legge del 1939. Le armature sottoposte alle verifiche di presso-flessione e di taglio sono quelle rilevate in situ. I quantitativi di armatura longitudinale in parte verificano ed in parte no, a differenza del passo delle armature trasversali che non è mai inferiore o uguale al minimo richiesto.

Tabelle 4.16. Dimensioni delle sezioni dei pilastri e relativa armatura longitudinale.

PILASTRO	ELEVAZIONE	SEZIONE			ARMATURA LONGITUDINALE							
		B (X)	H (Y)	Ac	Armatura reagente per sollecitazione in Y (Nord-Sud)				Armatura reagente per sollecitazione in X (Est-Ovest)			
		[cm]	[cm]	[cm ²]	As		A's		As		A's	
					n°	φ [mm]	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]	n°	φ [mm]
1, 7, 37, 43	Seminterrato	35	35	1225	2	16	2	16	3	16	3	16
	Terra	35	35	1225	2	16	2	16	2	16	2	16
	1	35	35	1225	2	16	2	16	2	16	2	16
	2	35	30	1050	2	16	2	16	2	16	2	16
	3	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
	4	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
	Sottotetto	25	25	625	2	16	2	16	2	16	2	16
2, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 12, 13, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 31, 32, 34, 35, 38, 39, 40, 41, 42	Seminterrato	50	50	2500	3	16	3	16	3	16	3	16
	Terra	45	45	2025	2	16	2	16	3	16	3	16
	1	40	40	1600	2	16	2	16	3	16	3	16
	2	35	40	1400	2	16	2	16	3	16	3	16
	3	30	35	1050	2	16	2	16	2	16	2	16
	4	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
	Sottotetto	25	25	625	2	16	2	16	2	16	2	16
8, 14, 30, 36	Seminterrato	50	50	2500	3	16	3	16	3	16	3	16

	Terra	45	45	2025	2	16	2	16	3	16	3	16
	1	40	40	1600	2	16	2	16	3	16	3	16
	2	35	40	1400	2	16	2	16	2	16	2	16
	3	30	35	1050	2	16	2	16	2	16	2	16
	4	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
	Sottotetto	25	25	625	2	16	2	16	2	16	2	16
11, 33	Seminterrato	40	40	1600	2	16	2	16	3	16	3	16
	Terra	40	40	1600	2	16	2	16	3	16	3	16
	1	35	35	1225	2	16	2	16	3	16	3	16
	2	30	35	1050	2	16	2	16	3	16	3	16
	3	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
	4	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
15, 29	Sottotetto	25	25	625	2	16	2	16	2	16	2	16
	Seminterrato	40	40	1600	2	16	2	16	3	16	3	16
	Terra	35	35	1225	2	16	2	16	3	16	3	16
	1	35	35	1225	2	16	2	16	3	16	3	16
	2	30	35	1050	3	16	3	16	2	16	2	16
	3	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
	4	30	30	900	2	16	2	16	2	16	2	16
22	Sottotetto	25	25	625	2	16	2	16	2	16	2	16
	Solo Seminterrato	40	40	1600	3	16	3	16	3	16	3	16

Tabella 4.17. Verifica dell'armatura longitudinale rispetto al quantitativo minimo previsto dal *Regio Decreto-Legge del 16 novembre 1939 n.2229, Articolo 30*.

PILASTRO	ELEVAZIONE	ARMATURA LONGITUDINALE					
		Armatura Longitudinale Totale		<i>Minimi di Armatura Longitudinale Regio Decreto-Legge del 16 novembre 1939 n.2229 Articolo 30</i>			
		As,tot [cm ²]	check	Ac≤2000cm ²	2000cm ² <Ac<8000cm ²	Ac≥8000cm ²	As,tot
				As,tot≥0,8%Ac	interpolazione lineare	As,tot≥0,5%Ac	Minima
		0,8%Ac [cm ²]	[cm ²]	0,5%Ac [cm ²]	[cm ²]		
1, 7, 37, 43	Seminterrato	12,06	≥As,tot,min	9,80	10,27	6,13	9,80
	Terra	8,04	<As,tot,min	9,80	10,27	6,13	9,80
	1	8,04	<As,tot,min	9,80	10,27	6,13	9,80
	2	8,04	<As,tot,min	8,40	8,90	5,25	8,40
	3	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20
	4	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20
	Sottotetto	8,04	≥As,tot,min	5,00	5,43	3,13	5,00
2, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 12, 13, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 31, 32, 34, 35, 38, 39, 40, 41, 42	Seminterrato	16,08	<As,tot,min	20,00	19,38	12,50	19,38
	Terra	12,06	<As,tot,min	16,20	16,17	10,13	16,17
	1	12,06	<As,tot,min	12,80	13,12	8,00	12,80
	2	12,06	≥As,tot,min	11,20	11,62	7,00	11,20
	3	8,04	<As,tot,min	8,40	8,90	5,25	8,40
	4	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20

	Sottotetto	8,04	≥As,tot,min	5,00	5,43	3,13	5,00
8, 14, 30, 36	Seminterrato	16,08	<As,tot,min	20,00	19,38	12,50	19,38
	Terra	12,06	<As,tot,min	16,20	16,17	10,13	16,17
	1	12,06	<As,tot,min	12,80	13,12	8,00	12,80
	2	8,04	<As,tot,min	11,20	11,62	7,00	11,20
	3	8,04	<As,tot,min	8,40	8,90	5,25	8,40
	4	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20
	Sottotetto	8,04	≥As,tot,min	5,00	5,43	3,13	5,00
11, 33	Seminterrato	12,06	<As,tot,min	12,80	13,12	8,00	12,80
	Terra	12,06	<As,tot,min	12,80	13,12	8,00	12,80
	1	12,06	≥As,tot,min	9,80	10,27	6,13	9,80
	2	12,06	≥As,tot,min	8,40	8,90	5,25	8,40
	3	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20
	4	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20
	Sottotetto	8,04	≥As,tot,min	5,00	5,43	3,13	5,00
15, 29	Seminterrato	12,06	<As,tot,min	12,80	13,12	8,00	12,80
	Terra	12,06	≥As,tot,min	9,80	10,27	6,13	9,80
	1	12,06	≥As,tot,min	9,80	10,27	6,13	9,80
	2	12,06	≥As,tot,min	8,40	8,90	5,25	8,40
	3	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20
	4	8,04	≥As,tot,min	7,20	7,70	4,50	7,20
	Sottotetto	8,04	≥As,tot,min	5,00	5,43	3,13	5,00
22	Solo Seminterrato	16,08	≥As,tot,min	12,80	13,12	8,00	12,80

Tabella 4.18. Verifica dell'armatura trasversale rispetto al quantitativo minimo previsto dal *Regio Decreto-Legge del 16 novembre 1939 n.2229, Articolo 30*.

PILASTRO	ELEVAZIONE	ARMATURA TRASVERSALE						
		Staffe			<i>Minimi di Armatura Trasversale Regio Decreto-Legge del 16 novembre 1939 n.2229 Articolo 30</i>			
		φ	Passo	check	B/2	H/2	10φ _{LONG}	Passo Minimo
		[mm]	p [cm]					
1, 7, 37, 43	Seminterrato	8	21,0	p>p,min	17,5	17,5	16,0	16,0
	Terra	8	23,0	p>p,min	17,5	17,5	16,0	16,0
	1	8	23,0	p>p,min	17,5	17,5	16,0	16,0
	2	8	20,0	p>p,min	17,5	15,0	16,0	15,0
	3	8	19,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	4	8	17,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	Sottotetto	8	15,0	p>p,min	12,5	12,5	16,0	12,5
2, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 12, 13, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 31,	Seminterrato	8	25,5	p>p,min	25,0	25,0	16,0	16,0
	Terra	8	24,0	p>p,min	22,5	22,5	16,0	16,0
	1	8	21,0	p>p,min	20,0	20,0	16,0	16,0
	2	8	20,0	p>p,min	17,5	20,0	16,0	16,0
	3	8	19,0	p>p,min	15,0	17,5	16,0	15,0

32, 34, 35, 38, 39, 40, 41, 42	4	8	17,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	Sottotetto	8	15,0	p>p,min	12,5	12,5	16,0	12,5
8, 14, 30, 36	Seminterrato	8	25,5	p>p,min	25,0	25,0	16,0	16,0
	Terra	8	24,0	p>p,min	22,5	22,5	16,0	16,0
	1	8	21,0	p>p,min	20,0	20,0	16,0	16,0
	2	8	20,0	p>p,min	17,5	20,0	16,0	16,0
	3	8	19,0	p>p,min	15,0	17,5	16,0	15,0
	4	8	17,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	Sottotetto	8	15,0	p>p,min	12,5	12,5	16,0	12,5
11, 33	Seminterrato	8	20,0	p>p,min	20,0	20,0	16,0	16,0
	Terra	8	21,0	p>p,min	20,0	20,0	16,0	16,0
	1	8	21,0	p>p,min	17,5	17,5	16,0	16,0
	2	8	20,0	p>p,min	15,0	17,5	16,0	15,0
	3	8	19,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	4	8	17,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	Sottotetto	8	15,0	p>p,min	12,5	12,5	16,0	12,5
15, 29	Seminterrato	8	20,0	p>p,min	20,0	20,0	16,0	16,0
	Terra	8	21,0	p>p,min	17,5	17,5	16,0	16,0
	1	8	21,0	p>p,min	17,5	17,5	16,0	16,0
	2	8	20,0	p>p,min	15,0	17,5	16,0	15,0
	3	8	19,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	4	8	17,0	p>p,min	15,0	15,0	16,0	15,0
	Sottotetto	8	15,0	p>p,min	12,5	12,5	16,0	12,5
22	Solo Seminterrato	8	20,0	p>p,min	20,0	20,0	16,0	16,0

4.3.6. Progetto e verifica delle travi REP

Relativamente al calcolo e alla verifica delle travi REP si è fatto riferimento a *Prof. Ing. Franco Braga, Prof. Ing. Gian Michele Calvi, Prof. Ing. Raffaele Landolfo, Ing. Roberto Scotta, Prof. Ing. Arch. Enzo Siviero, PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, TECNOSTRUTTURE s.r.l., Noventa di Piave (Ve), Maggioli Editore, 4° Edizione, 2011, pagina 97*. In particolare, è stato seguito nel dettaglio quanto riportato al Capitolo 7.1. (pagina 97), “*Ieri: Procedimenti di calcolo per travi REP a cura dell’ing. Salvatore Leone, inventore della Trave REP, Anno di pubblicazione 1972*”.

Nel 1967 l’ing. **Salvatore Leone** inventò, come definito nel brevetto depositato in data 28/07/1967, una “trave portante metallica per solai e per volte di copertura, destinata a fungere da elemento di appoggio e ad essere inglobata nella gettata di calcestruzzo”.

Nel 1970 tale elemento strutturale prese il nome di Trave REP ed iniziò ad essere impiegato nelle civili abitazioni. Così in Italia si diffuse il sistema misto acciaio-calcestruzzo anche nelle costruzioni civili, oltre che nelle grandi strutture ed infrastrutture quali ponti. Al giorno d’oggi il sistema REP è utilizzato non solo per travi ma anche per pilastri e setti.

La trave reticolare autoportante, o semplicemente REP, è quindi una struttura mista acciaio-calcestruzzo in spessore di solaio.

La trave metallica, come si può osservare in *Figura 4.55*, è costituita da:

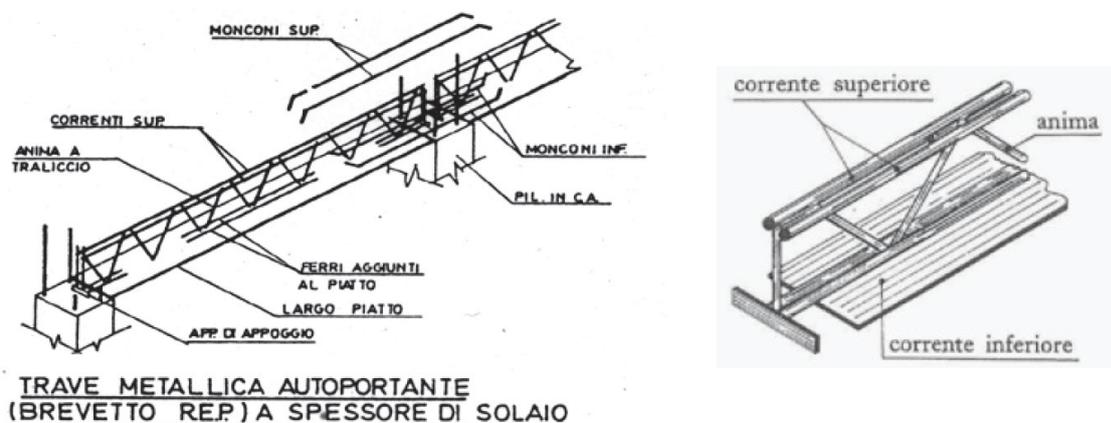


Figura 4.55. Trave REP, da *Prof. Ing. Franco Braga, Prof. Ing. Gian Michele Calvi, Prof. Ing. Raffaele Landolfo, Ing. Roberto Scotta, Prof. Ing. Arch. Enzo Siviero, PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, TECNOSTRUTTURE s.r.l., Noventa di Piave (Ve), Maggioli Editore, 4° Edizione, 2011.*

- Corrente inferiore formato da un piatto di larghezza standard 250 mm e da eventuali ferri aggiuntivi salati ad esso;
- Corrente superiore formato da almeno una coppia di profilati;
- Anima di collegamento a traliccio saldata tra il corrente inferiore e quello superiore;
- Terminali di appoggio opportunamente dimensionati, come dispositivo di ancoraggio per resistere alle azioni di scorrimento.

Inoltre, in corrispondenza dei picchi di momento negativo vengono aggiunti al corrente superiore degli spezzoni di armatura.

Il fondello inferiore, oltre a essere un supporto per il solaio, funge da cassero a perdere.

Come già sappiamo, le strutture miste acciaio-calcestruzzo si comportano come un elemento monolitico solamente dopo la maturazione del calcestruzzo. Infatti, in prima fase l'autoportanza è affidata completamente alla struttura metallica.

I vantaggi delle strutture miste sono notevoli, certamente quello principale è la possibilità di ottenere strutture leggere, o comunque di sezione ridotta rispetto alla stessa sezione in c.a., con un'elevata capacità portante.

Successivamente al deposito del primo brevetto, oltre al parere positivo espresso dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il 24/03/1969, nel 1972 l'ing. Salvatore Leone pubblicò "PROCEDIMENTI DI CALCOLO PER LE TRAVI REP", riportato al Capitolo 7.1 di *Prof. Ing. Franco Braga, Prof. Ing. Gian Michele Calvi, Prof. Ing. Raffaele Landolfo, Ing. Roberto Scotta, Prof. Ing. Arch. Enzo Siviero, PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, TECNOSTRUTTURE s.r.l., Noventa di Piave (Ve), Maggioli Editore, 4° Edizione, 2011.*

Tale procedimento è quello che si seguirà per il progetto simulato delle travi REP del Collegio Universitario Fazzini.

Come prescrive l'ing. Salvatore Leone, il **calcestruzzo** per il getto di completamento, essendo il volume ridotto allo stretto necessario, dovrà essere almeno di classe R350, cioè caratterizzato da un carico di rottura a 28 giorni di maturazione pari a 350 kg/cm^2 .

Dato che il calcestruzzo rilevato dalle prove eseguite sui pilastri presenta una resistenza cubica a compressione di 282 kg/cm^2 , si esegue il progetto delle REP sia ipotizzando un conglomerato di classe R250 che di classe R350, così da ottenere un range di armatura possibile.

Perciò le tensioni ammissibili di riferimento, come si può notare nella tabella CNR-UNI 10016-68 riportata sotto (Tabella 4.19), sono:

- Classe R250
 - $\sigma_{c,amm} = 70 \text{ kg/cm}^2$;
 - $\tau_{c,0} = 6 \text{ kg/cm}^2$;
 - $\tau_{c,1} = 18 \text{ kg/cm}^2$;
- Classe R350
 - $\sigma_{c,amm} = 90 \text{ kg/cm}^2$;
 - $\tau_{c,0} = 7 \text{ kg/cm}^2$;
 - $\tau_{c,1} = 20 \text{ kg/cm}^2$.

Tabella 4.19. Tabella CNR-UNI 10016-68.

			Classe calcestruzzo			
			R250	R350	R450	R600
Tensione normale di compressione	{	al lembo più sollecitato	70	90	110	140
		valore medio nella soletta S	65	85	100	120
Tensione tangenziale	{	in assenza di apposita armatura	6	7	8	9
		con apposita armatura	18	20	22	24

Invece, per quanto riguarda l'**acciaio** si distinguono diverse tipologie in funzione dei correnti e dell'anima.

Il corrente inferiore, formato da un piatto 250 mm x 6 mm e da eventuali tondi aggiuntivi, deve essere formato da un acciaio Aq37.42 corrispondente all'acciaio di tipo 1 indicato in tabella CNR-UNI 10011-67 (Tabella 4.20). Il corrente superiore e l'anima sono invece costituiti da tondi di classe Aq52.65 corrispondente all'acciaio di tipo 2 della stessa tabella.

Perciò le tensioni ammissibile assunte per gli acciai appena descritti sono le seguenti:

- Acciaio di tipo 1 $\sigma_{s,amm} = 16 \text{ kg/mm}^2 = 1600 \text{ kg/cm}^2$;
- Acciaio di tipo 2 $\sigma_{s,amm} = 24 \text{ kg/mm}^2 = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Tabella 4.20. Tabella CNR-UNI 10011-67.

Simbolo	Caratteristiche o parametro	Acciaio tipo 1		Acc. tipo 2
σ_m	Tensione di rottura a trazione kg/mm^2	da 37 a 48	da 42 a 53	da 52 a 65
σ_s	Tensione di snervamento kg/mm^2	≥ 24 ¹⁾	≥ 24	≥ 36 ²⁾
KV	Resilienza con intaglio a V, a 20 °C ³⁾ kgm/cm^2	$\geq 3,5$	$\geq 3,5$	$\geq 3,5$
A	Allungamento a rottura ⁴⁾ %	≥ 26 ⁵⁾	≥ 23 ⁵⁾	≥ 22 ⁵⁾
D	Diametro mandrino per prova di piegamento a freddo su lamiere, barre e profilati (secondo UNI 564, 2 ^a Ed.) $\alpha = 180^\circ$ ($a =$ spessore provetta)	a	2a	3a
z	Distanza tra le piastre nella prova di schiacciamento dei tubi, secondo UNI 5468 - 65 ($s =$ spessore del tubo)	4s	6s	8s

¹⁾ Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 mm è ammessa la riduzione di 1 kg/mm^2 .

²⁾ Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 fino a 30 mm è ammessa la riduzione di 1 kg/mm^2 ; per spessori oltre 30 mm è ammessa la riduzione di 2 kg/mm^2 .

³⁾ Per i tubi le modalità di prelievo e di prova sono da stabilire di volta in volta.

⁴⁾ Determinato con provetta proporzionale su 5 diametri.

⁵⁾ Per barre, profilati e larghi piatti per spessori fino a 40 mm per il tipo 1 e fino a 30 mm per il tipo 2; per spessori maggiori è ammessa la riduzione di un punto. Per lamiere; ferme restando le riduzioni di cui sopra, i valori sono ridotti ulteriormente di un punto.

Per gli **spezzoni di armatura**, come scrive l'ing Salvatore Leone, valgono le prescrizioni previste dal R.D.L. n.2229 del 16/11/1939. Gli acciai che si possono dunque utilizzare sono i seguenti:

- Aq 50-60 $\sigma_{s,amm} = 1800 kg/cm^2$;
- Aq 60-70 nervato $\sigma_{s,amm} = 2200 kg/cm^2$.

Dai pochi rilievi effettuati sulle travi REP, sembra che i tondini siano ad aderenza migliorata e quindi – come da R.D.L. del 1939 – di classe Aq60-70. Visto il basso grado di conoscenza delle travi REP raggiunto nel Fazzini, in via cautelativa si considerano gli spezzoni di armatura di classe Aq60 con una tensione ammissibile di $1800 kg/cm^2$.

Per tutte le tipologie di acciaio si considera un modulo elastico pari a $2100000 kg/cm^2$. I coefficienti di omogeneizzazione utili per il calcolo sono i seguenti:

- Cls R250
 - o $n = 8$;
 - o $n = 10$ per ritiro impedito;
 - o $n^* = 32$ per ritiro;
- Cls R350
 - o $n = 7$;
 - o $n = 10$ per ritiro impedito;
 - o $n^* = 28$ per ritiro.

Il calcolo delle travi REP per le zone non sismiche, come Camerino all'epoca di costruzione dell'edificio oggetto di studio, è eseguito ipotizzando una **trave continua** con incastri elastici di estremità e su appoggi intermedi (Figura 4.56).

Dunque, si trascura il contributo dei pilastri intermedi ai fini dell'irrigidimento dei nodi, a vantaggio della stabilità della trave stessa.



Figura 4.56. Schema di trave continua con incastri elastici di estremità e su appoggi intermedi (PRONTUARIOREP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 107).

Per la determinazione delle sollecitazioni si utilizza il **metodo dei punti fissi**, infatti, a quell'epoca esisteva un elaboratore elettronico – Honeywell – che applicava questo criterio per la risoluzione delle strutture.

Di seguito, si illustra il procedimento che porta alla determinazione delle sollecitazioni, utili poi per il progetto della trave REP.

Per prima cosa occorre quantificare il vincolo di estremità della prima e dell'ultima campata della travata in oggetto. Tale vincolo rappresenta il grado di incastro e quindi il massimo momento negativo sopportabile dai nodi di estremità. Per fare questo, si definisce la posizione dei due punti fissi di estremità, cioè i punti in cui si annulla il momento flettente. L'ing. Salvatore Leone propone la *Tabella 4.21* riportante i valori dei punti fissi i_1 e k_n , rispettivamente primo punto fisso della prima campata ed ultimo punto fisso della campata n , in funzione del grado di incastro delle due estremità.

Tabella 4.21. Posizione dei punti fissi in base al grado di incastro (*PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 108*).

grado di incastro	valore limite di M	ρ_2	ρ_1	$i_1 - k_n$
debolissimo	$\frac{1}{36} pl^2$	2.333 + 1.777	1.166 + .888	0.1 + 0.12
debole	$\frac{1}{30} pl^2$	1.777 + 1.380	.888 + .690	0.12 + 0.14
medio	$\frac{1}{24} pl^2$	1.380 + .960	.690 + .480	0.14 + 0.17
efficiente	$\frac{1}{20} pl^2$.960 + .666	.480 + .333	0.17 + 0.20
buono	$\frac{1}{16} pl^2$.666 + .333	.333 + .167	0.20 + 0.25
perfetto	$\frac{1}{12} pl^2$.333 + 0.—	.167 + 0.—	0.25 + 0.33

Ipotizzando un grado di incastro efficiente, corrispondete ad un valore limite del momento pari a $\frac{1}{20} ql^2$, si fissano come punti fissi di estremità $i_1 = k_n = 0,17 \div 0,20$.

Si fa notare che la presenza di uno sbalzo in testa o in coda ad una serie di travi continue, come accade per alcune delle travate del Fazzini, non comporta una variazione delle condizioni di vincolo, ma solamente il fatto che il primo o l'ultimo momento non possono essere inferiori al momento dello sbalzo stesso.

Per quanto riguarda gli schemi di carico, dato che il sistema costruttivo delle travi REP è un sistema misto acciaio-calcestruzzo, occorre distinguere i carichi – appunto – in funzione di quando e come agiscono.

Come sappiamo, per i sistemi misti si distinguono due fasi: in una prima fase i carichi gravano esclusivamente sulla struttura metallica fino alla completa maturazione del calcestruzzo, che segna l'inizio della seconda fase in cui i carichi sono portati dall'elemento misto.

I **carichi** che agiscono sulle travi sono i seguenti:

- i [kg/m] carichi uniformemente distribuiti agenti in prima fase sulla trave metallica semplicemente appoggiata alle estremità (1° fase di carico);
- $I_{1,2,...n}$ [kg] eventuali carichi concentrati agenti sulla trave REP prima del getto integrativo; visto che l'elaboratore Honeywell era programmato solo per i carichi distribuiti, questi carichi concentrati devono essere trasformati nei rispettivi carichi ripartiti $i'_{1,2,...n}$ [kg/m];
- g [kg/m] carichi uniformemente distribuiti agenti sulla trave mista dopo il disarmo (2° fase di carico);
- $G_{1,2,...n}$ [kg] eventuali carichi concentrati agenti sulla trave dopo il disarmo; anche questi devono essere trasformati nei rispettivi ripartiti $g'_{1,2,...n}$ [kg/m];
- p [kg/m] sovraccarichi accidentali uniformemente distribuiti sulla trave;
- $P_{1,2,...n}$ [kg] eventuali sovraccarichi concentrati agenti sulla trave e rispettivi ripartiti $p'_{1,2,...n}$ [kg/m].

Per sovraccarichi accidentali devono intendersi solamente quei carichi che devono essere considerati a campate alterne in modo tale da massimizzare le sollecitazioni.

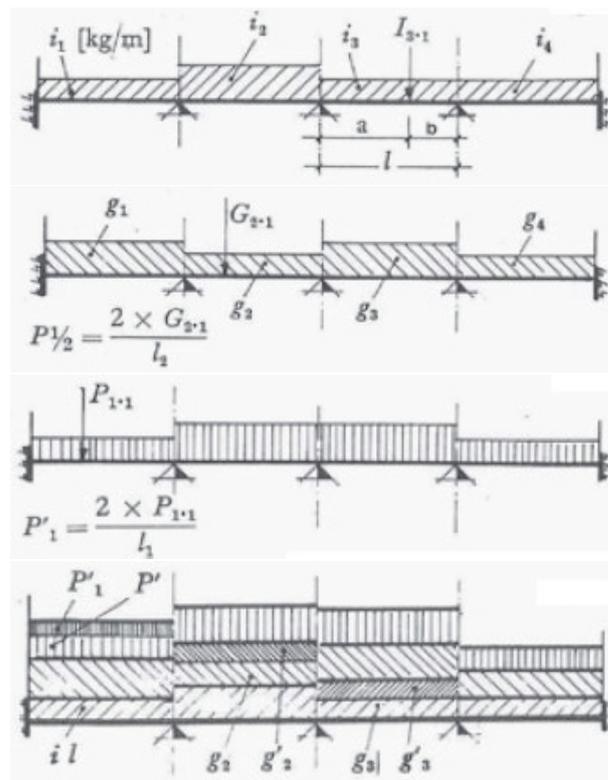


Figura 4.57. Schemi di carico (PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 109).

La somma di tutti i carichi gravanti su ogni trave determina il carico totale t [kg/m]:

$$t [kg/m] = i + i' + g + g' + p + p'$$

Quindi, per ogni campata di trave occorre definire i seguenti valori di carico:

- Carico agente in 1° fase $i_0 = i + i'$;
- Carico totale t [kg/m];

- Percentuale del sovraccarico accidentale $p + p'$ rispetto al carico totale t , cioè $(p + p')/t$.

Una volta fissati o calcolati i punti fissi di estremità e fissati i carichi agenti sulla trave nelle due fasi, il calcolo delle travi REP si articola nei seguenti punti:

- Ricerca dei punti fissi incogniti;
- Momenti flettenti di 1° fase;
- Momenti positivi, taglio, verifiche di stabilità e resistenza;
- Momenti negativi, verifiche di stabilità, calcolo dei monconi di armatura aggiuntivi e relative verifiche di resistenza;
- Calcolo della lunghezza dei monconi di armatura.

Ricerca dei punti fissi incogniti

Prima di tutto occorre determinare i **punti fissi incogniti**. Per fare un esempio, si considera una trave semplicemente appoggiata (Figura 4.58), di estremi S e D a sezione costante caratterizzata da lunghezza l , momento d'inerzia J e materiale con modulo elastico E .

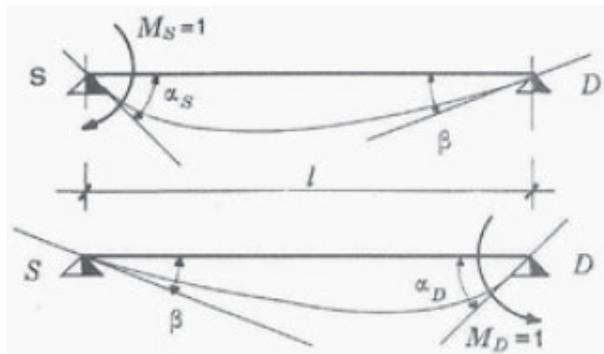


Figura 4.58. Trave semplicemente appoggiata (PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 111).

Quando all'estremo S agisce un momento unitario $M_S = 1$, le rotazioni α_S e β_D degli estremi S e D, valgono rispettivamente:

$$\alpha_S = \frac{3EJ}{l}; \beta_D = \frac{l}{6EJ}.$$

Analogamente quando all'estremo D agisce un momento unitario $M_D = 1$, le rotazioni agli estremi D e S valgono rispettivamente:

$$\alpha_D = \frac{3EJ}{l}; \beta_S = \frac{l}{6EJ}.$$

Ora consideriamo una trave caricata uniformemente (Figura 4.59) e definiamo come φ_S e φ_D rispettivamente le rotazioni agli estremi S e D dovute dei carichi esterni.



Figura 4.59. Trave uniformemente caricata (PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 111).

Se p è il carico uniformemente distribuito, allora le rotazioni agli estremi valgono:

$$\varphi_S = \varphi_D = \frac{pl^2}{4EJ}.$$

Allo stesso modo, ε_S e ε_D sono le rotazioni delle sezioni S e D, appartenenti ai rispettivi vincoli di sinistra e di destra, sollecitate dai momenti $M_S = M_D = 1$ (Figura 4.60)

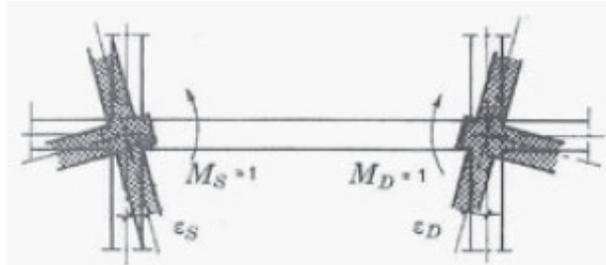


Figura 4.60. Rotazioni delle sezioni di estremità (PRONTUARIOREP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 111).

I punti fissi I e K di una trave sono indipendenti dalle condizioni di carico e dipendono solo dalle caratteristiche geometriche (momento d'inerzia J), elastiche (modulo elastico E del materiale costituente) e di vincolo della trave stessa. Considerando sempre la solita trave di estremi S e D, i punti fissi si trovano I distante i da S, mentre K distante k da D:

$$i = \frac{\beta}{\alpha_S + \beta + \varepsilon_S}; k = \frac{\beta}{\alpha_D + \beta + \varepsilon_D}.$$

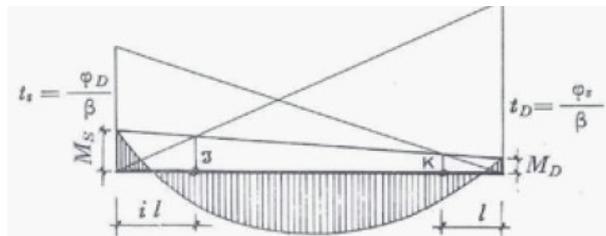


Figura 4.61. Punti fissi I e K (PRONTUARIOREP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 111).

Nel caso di travi a sezione costante, essendo $\alpha_S = \alpha_D = 2\beta$, le formule precedenti si semplificano:

$$i = \frac{1}{3 + \frac{\varepsilon_S}{\beta}}; k = \frac{1}{3 + \frac{\varepsilon_D}{\beta}}.$$

Dunque, i valori di i e k possono variare da $i = 0$ nel caso di semplice appoggio, cioè $\varepsilon_D = \infty$, a $i = 1/3$ nel caso di incastro perfetto, cioè $\varepsilon_D = 0$.

Invece, nel caso di travi a sezione variabile occorre determinare α_S , α_D , φ_S , φ_D e β , perciò il valore di i può variare al di fuori del campo $i = 0 \div 1/3$.

Nei punti fissi, quindi, il momento si annulla. Nota la posizione dei punti fissi è possibile calcolare la rotazione delle sezioni agli estremi di ciascuna asta; ad esempio, nel caso di travi continue, la rotazione τ_1^D vale:

$$\varepsilon_2^S = \tau_1^D = \beta_1 \left(2 - \frac{i}{i-1} \right)$$

dove come si può notare in *Figura 4.62*

- ε_2^S è la rotazione della sezione S dell'asta 2;
- τ_1^D è la rotazione della sezione D dell'asta 1.



Figura 4.62. Schema di trave continua (PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 112).

Nel caso delle travi REP in oggetto, travi continue solidali con i pilastri esterni, vista la simmetria si procede nel modo seguente:

- Si calcolano i valori di β per ogni campata;
- Si ipotizza la rotazione ε_1^S del primo estremo di sinistra della prima campata, e quindi per simmetria la rotazione ε_n^D dell'ultimo estremo di destra dell'ultima campata, scegliendo il grado di incastro tra quelli della *Tabella 4.21*;
- Noto ε_1^S quindi i_1 , si calcola τ_1^D ;
- Da τ_1^D si calcola ε_2^S e i_2 , così si procede fino all'ultima asta;
- Partendo poi dall'estremo destro dell'ultima asta, noto ε_n^D e quindi k_n , si procede in senso inverso trovando i punti fissi k fino alla prima asta;
- Infine, noti tutti i punti fissi i e k , si calcolano per ogni asta

$$\mu_1^S = \frac{i_1(1-2k_1)}{1-i_1-k_1} \cdot \frac{1}{4}; \mu_1^D = \frac{k_1(1-2i_1)}{1-i_1-k_1} \cdot \frac{1}{4}.$$

Calcolo delle sollecitazioni

1° Fase: dal getto alla completa maturazione del calcestruzzo.

Le sollecitazioni agenti sulla trave metallica risultano:

$$V_i = \frac{1}{2} \cdot i \cdot l_0$$

$$M_i = \frac{1}{8} \cdot i \cdot l_0 \cdot l_x$$

dove

- $V_i[kg]$ è il taglio sollecitante sulla trave metallica;
- $M_i[kgm]$ è il momento sollecitante sulla trave metallica;
- $i[kg/m]$ è il carico agente sulla trave metallica;
- $l_0 [m]$ è la luce netta della trave, da filo a filo pilastro;
- $l_x [m]$ è la luce teorica della trave, da asse ad asse pilastro.

Se in presenza di uno sbalzo ad inizio o fine trave si calcola il rispettivo momento $M_{i, sb}$.

$$M_{i, sb} = \frac{1}{2} \cdot i \cdot l_x^2$$

2° Fase: maturazione del calcestruzzo completata

Le sollecitazioni a maturazione del calcestruzzo avvenuta risultano le seguenti:

- Momenti di incastro elastico

$$M_t^i = (p + g) \cdot \mu^i \cdot l_0^2$$

$$M_t^k = (p + g) \cdot \mu^k \cdot l_0^2$$

- M_t^i è il momento massimo positivo dovuto ai carichi permanenti g ed accidentali p ;
 - μ^i e μ^k dipendono dai punti fissi i e k come descritto precedentemente;
 - l_0 [m] è la luce netta della trave;
- Momenti massimi positivi

$$M_i' = 4M_i \cdot x \cdot (1 - x)$$

$$x = 0,5 + \mu^i + \mu^k$$

$$M_p = p \cdot \left(\frac{x^2}{2} - \mu^i \right) \cdot l_x^2 \cdot \frac{l_x^2}{l_0^2}$$

$$M_g = g \cdot \frac{l_x^2}{18} \cdot \frac{l_x^2}{l_0^2}$$

$$M_t = M_i' + M_g + M_p$$

dove

- M_i' è il momento massimo positivo dovuto ai carichi iniziali i utile al dimensionamento della trave mista;
 - x è l'ascissa in corrispondenza della quale si ha il momento massimo positivo, anch'essa funzione dei punti fissi i e k ;
 - M_p è il momento massimo positivo dovuto ai carichi accidentali p ;
 - M_g è il momento massimo positivo dovuto ai carichi permanenti g ;
 - M_t è il momento massimo positivo dovuto al carico totale;
 - l_0, l_x [m] sono rispettivamente la luce netta e la luce teorica della trave;
- Tagli

$$V_p = p \cdot \frac{l}{2}$$

$$V_g = g \cdot \frac{l}{2}$$

$$V_t = V_p + V_g$$

dove

- V_p è il taglio massimo dovuto ai carichi accidentali p ;
 - V_g è il taglio massimo dovuto ai carichi permanenti g ;
 - V_t è il taglio massimo dovuto al carico totale t ;
 - l [m] è la luce della trave, i tagli di cui sopra si devono calcolare sia utilizzando $l = l_0$ che $l = l_x$;
- Momenti negativi agli sbalzi

$$M_{sb}^{g+p} = (g + p) \cdot \frac{l_x \cdot l_0}{2}$$

$$M_{sb} = \max (M_{sb}^{g+p}; M_t^{i \text{ o } k})$$

$$M_R = M_{sb} - (g + p) \cdot \frac{l_{x, \text{trave pre-sbalzo}}}{2} \cdot \frac{h_{pil}}{2}$$

$$M_{R,g} = M_R / ((g + p) / g)$$

$$M_{R,p} = M_R - M_{R,g}$$

dove

- M_{sb}^{g+p} è il momento negativo dello sbalzo dovuto al carico totale, calcolato tenendo conto sia della luce netta l_0 che di quella teorica l_x ;
 - M_{sb} è il momento negativo allo sbalzo assunto come il massimo tra quello appena definito, M_{sb}^{g+p} , ed il momento di incastro elastico $M_t^{i \text{ o } k}$ calcolato tenendo conto della posizione del punto fisso i o k della trave adiacente allo sbalzo stesso;
 - M_R è il momento dello sbalzo ridotto a filo pilastro di dimensione h_{pil} in direzione della trave;
 - $M_{R,g}$ e $M_{R,p}$ sono i momenti ridotti dello sbalzo dovuti rispettivamente ai carichi permanenti g ed accidentali p ;
 - $(g + p) / g$ è l'aliquota di carico corrispondente ai soli carichi permanenti g ; si considera il valore massimo tra l'aliquota relativa allo sbalzo e l'aliquota relativa alla trave adiacente allo sbalzo;
- Momenti negativi agli appoggi

$$M_{max} = \max (M_t^i; M_t^k)$$

$$M_R = M_{max} - (g + p) \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{h_{pil}}{2}$$

$$M_{R,g} = M_R / ((g + p) / g)$$

$$M_{R,p} = M_R - M_{R,g}$$

dove

- M_{max} è il momento negativo all'appoggio uguale al valore massimo tra i momenti di incastro elastico, M_t^i e M_t^k , calcolati in precedenza;
- M_R è il momento all'appoggio ridotto a filo pilastro di dimensione h_{pil} in direzione della trave;
- $M_{R,g}$ e $M_{R,p}$ sono i momenti ridotti dovuti rispettivamente ai carichi permanenti g ed accidentali p ;

- $(g + p)/g$ è l'aliquota di carico corrispondente ai soli carichi permanenti g ; si considera il valore massimo tra le aliquote delle travi adiacenti all'appoggio considerato.

Per quanto riguarda i momenti negativi in appoggio, il valore del momento minimo dovrebbe essere determinato come somma algebrica dei momenti di incastro elastico delle travi adiacenti – cioè aventi l'appoggio considerato in comune – e dei momenti di trasferimento causati dai carichi fissi agenti contemporaneamente su tutte le campate.

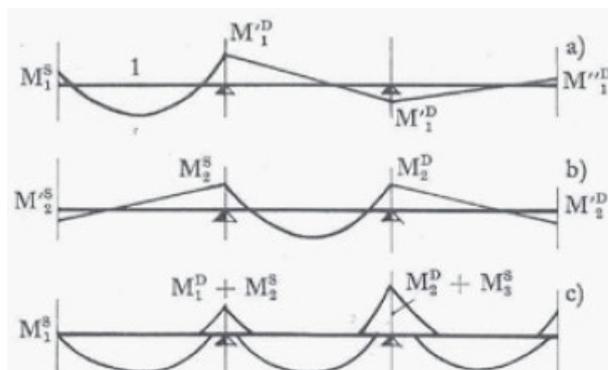


Figura 4.63. Momenti negativi agli appoggi (PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 117).

Come scrive l'ing Salvatore Leone, i momenti d'incastro in appoggio si determinano trascurando l'effetto dei momenti di trasferimento, avendo usato, nel calcolo dei momenti di incastro elastico, come luce delle travi quella netta al posto di quella teorica.

Nel caso di trave preceduta da sbalzo, o di trave seguita da sbalzo, il momento d'incastro sarà il maggiore tra quello dello sbalzo e quello iniziale (punto fisso i), o finale (punto fisso k), della trave adiacente.

Progetto e verifica della trave REP

Prima di tutto, per ogni tratto di trave si sceglie il tipo di **sezione resistente** tra quelle riportate in *Tabella 4.22*.

Nel caso in oggetto le sezioni utilizzate sono:

- Sezione 1 per le travate centrali e per quelle della copertura;
- Sezione 4 per le travate perimetrali;
- Sezione 7 per le travate dell'impalcato del sottotetto e per quelle del vano scala.

In *Tabella 4.23*, per ogni tipologia di sezione resistente sono indicate le caratteristiche geometriche, in particolare:

- A_0 è l'area della sezione resistente considerata un'altezza $h = 20 \text{ cm}$;
- S_0 è il momento statico della sezione di area A_0 ;
- Y_0 è la coordinata del baricentro geometrico della sezione di area A_0 , calcolabile come $Y_0 = S_0/A_0$;
- J_0 è il momento di inerzia della sezione scelta.

Tali parametri sono calcolati per sezioni avente altezza pari a 20 cm: siccome nel Fazzini le REP presentano un'altezza di 21 cm, le caratteristiche geometriche sono state calcolate applicando le formule riportate al di sotto della *Tabella 5* presente in *Tabella 4.23*.

SEZIONI TIPO DELLE TRAVI "REP."		
1		4
2		5
3		6
10		13
11		14
12		15
		16
		17
		18

Tabella 4.22. Sezioni resistenti (PRONTUARIOREP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 121, Tabella 4).

Tabella 4.23. Caratteristiche delle sezioni di calcestruzzo (PRONTUARIOREP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 122, Tabella 5).

N	A_0	S_0	Y_0	J_0	A_c'	d	b_n
1	750	6450	8.600	34330	300	2	35
2	1150	8050	7.000	41983	500	2	35
3	1650	9650	5.849	47008	700	2	35
4	650	6250	9.615	29170	200	2	30
5	850	7050	8.294	35060	300	2	30
6	1050	7850	7.476	39110	400	2	30
7	550	6050	11.00	22183	150	3	35
8	660	7260	11.00	26620	210	3,5	35
9	880	9680	11.00	35493	320	4	35
10	750	6450	8.600	34330	300	2	25
11	1150	8050	7.000	41983	500	2	25
12	1650	9650	5.849	47008	700	2	25
13	650	6250	9.615	29170	200	2	25
14	850	7050	8.294	35060	300	2	25
15	1050	7850	7.476	39110	400	2	25
16	550	6050	11.00	22183	150	3	30
17	660	7260	11.00	26620	210	3,5	30
18	880	9680	11.00	35493	320	4	30

Per travi con $H \neq 20$.

$$A = A_0 + 25 \times (h - 20)$$

$$S = S_0 + (h - 20) \times 25 \times \frac{h + 22}{2}$$

$$y = \frac{S_0}{A_0}$$

$$J = J_0 + \frac{25 \times (H - 20)^3}{12} + A_0 \times (Y - Y_0)^2 + 25 \times (H - 20) \times \left(\frac{H + 22}{2} - Y \right)^2$$

Verifica di stabilità e resistenza

Si deve verificare, innanzitutto, che il taglio sollecitante non superi la **tensione tangenziale ammissibile**:

$$\tau_{max} = \frac{V}{b \cdot H_R} \leq \tau_{amm}$$

dove

- $V = V_t = (g + p) \frac{l_0}{2}$ è il taglio generato dal carico totale;
- b è la larghezza della trave REP;
- $H_R = H - 2 \text{ cm}$ è l'altezza della trave REP, calcolata sottraendo 2 cm all'altezza della trave mista H ;
- τ_{amm} è la tensione tangenziale ammissibile indicata precedentemente come $\tau_{c,1}$.

Nel caso la verifica non risultasse soddisfatta occorrerebbe aumentare o la larghezza della trave REP, o l'altezza della sezione mista e quindi della trave REP oppure la classe di resistenza del calcestruzzo.

Dimensionamento dell'anima

Si procede con il progetto dell'**anima** della trave REP, a cui si affida tutto il taglio sollecitante. Nota l'altezza H_R della trave REP, ipotizzando un angolo di inclinazione del traliccio $\alpha = 45^\circ$, il passo dell'anima è $\delta = H_R$. Quindi la lunghezza libera di inflessione è $\lambda_1 = \sqrt{H_R^2 + \delta^2}$.

Il diametro del tendino costituente il traliccio è dimensionato in funzione del carico di punta e della forza di scorrimento.

Il carico di punta R è dato dalla seguente espressione.

$$R = V_i \cdot \frac{l_0 - 2\delta}{l_0} \cdot \frac{1}{\text{sen}\alpha}$$

Quindi, considerato come carico ammissibile un quarto del carico critico, applicando la formula di Eulero si ricava il diametro ϕ del tendino:

$$\phi = \sqrt[4]{\frac{256 \cdot R \cdot \lambda_1^2}{\pi^3 \cdot E_s}}$$

in cui E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

Invece, l'area necessaria ad assorbire la forza di scorrimento si ottiene dalla seguente espressione:

$$A_{a,min} = \frac{V_t \cdot \cos\alpha \cdot \delta}{H_R \cdot \sigma_{f,amm}} + \frac{V_i}{\text{sen}\alpha \cdot \sigma_{f,amm}}$$

in cui $\sigma_{f,amm}$ è la tensione ammissibile dell'acciaio. Nota l'area minima si risale poi al diametro minimo.

Il maggiore tra i diametri richiesti a resistere al carico di punta e alla forza di scorrimento sarà quello impiegato.

Progetto e verifiche delle travi in campata (momenti positivi)

L'armatura del **corrente inferiore** si può determinare approssimativamente mediante la formula seguente:

$$A_{fi,min} = \frac{M_t}{(\sigma_{f,amm} + 300) \cdot H_R}$$

dove

- $A_{fi,min}$ è l'area complessiva minima del corrente inferiore, somma del piatto 250 mm x 6 mm e degli eventuali tondini aggiuntivi;
- $\sigma_{f,amm}$ è la tensione ammissibile dell'acciaio alla quale si aggiungono 300 kg/cm² per tenere conto del ritiro da compressione.

Nota così $A_{fi,min}$, si determina l'area esatta del corrente inferiore A_{fi} scegliendo il valore appena superiore che troviamo in Tabella 1 del prontuario sotto riportata (Tabella 4.24).

Tabella 4.24. Corrente inferiore (PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 119, Tabella 1).

TABELLA 1 - CORRENTE INFERIORE

indice	cm ²	sezione	Y_g	J	peso
1	15	250 x 6	.3	.45	12.010
2	18.077	250 x 6 + 2 ø 14	.124	3.362	13.044
3	20.086	250 x 6 + 2 ø 18	-.013	6.891	14.085
4	22.598	250 x 6 + 2 ø 22	-.183	12.499	15.657
5	25.613	250 x 6 + 2 ø 26	-.251	15.262	17.528
6	29.130	250 x 6 + 2 ø 30	-.591	31.509	19.922
7	33.463	250 x 6 + 3 ø 28	-.637	33.420	23.087
8	39.115	250 x 6 + 3 ø 32	-.871	49.277	27.443
9	42.300	330 x 10 + 2 ø 24	.13	26.518	33.200
10	58.379	330 x 10 + 3 ø 32	-.36	79.963	44.131
11	74.458	330 x 12 + 4 ø 32	-.365	111.26	53.778
12	100.192	500 x 12 + 5 ø 32	-.282	139.449	74.5

Come si può vedere in Tabella 4.24 vengono proposte una serie di aree, comprendenti il fondello d'acciaio ed i tondini aggiuntivi, e di ognuna sono inoltre riportati:

- y_g è la distanza del baricentro del corrente inferiore dal bordo superiore del piatto d'acciaio, negativa se verso l'alto;
- $J = J_{fi}$ è il momento d'inerzia del corrente inferiore.

Una volta predimensionato il **corrente** inferiore si passa a quello **superiore**, sapendo che $A_{fs} \geq A_{fi}/3$ dove A_{fs} è l'area del corrente superiore.

Inoltre, il corrente superiore deve soddisfare la verifica allo svergolamento laterale applicando la formula di Eulero con un grado di sicurezza pari a 4:

$$\frac{M}{2H_R} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot J}{l_x^2/4}$$

dove

- $\frac{M}{2H_R}$ è lo sforzo assiale di compressione generato dai carichi iniziali;
- $J = J_{eff} = A_{fs} \cdot h_0^2 \cdot 0,5$ è il momento d'inerzia efficace del corrente superiore, in cui h_0 è la distanza tra i centri dei tondini più esterni del corrente superiore.

Invertendo la formula appena descritta si ricava il momento d'inerzia efficace minimo J_{min} , ed una volta stabiliti i tondini del corrente superiore, si verifica che $J_{eff} \geq J_{min}$.

Visti tali limiti, la scelta dell'armatura del corrente superiore si effettua consultando la *Tabella 4.25*.

Tabella 4.25. Corrente superiore (PRONTUARIOREP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 120, Tabella 3).

TABELLA 3 - VALORI CARATTERISTICI

Gi \ Ci	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2 Ø 18	20.08 .6 .747 16.12											
2 Ø 20	21.28 .7 .705 17.08	24.35 .876 .742 18.12	26.36 1.13 .762 19.13									
2 Ø 22	22.59 .8 .664 18.15	25.67 .976 .704 19.18	27.68 1.113 .725 20.19	30.19 1.283 .748 21.79	33.21 1.351 .771 23.67							
2 Ø 24	24.04 .9 .623 19.32	27.12 1.076 .666 20.35	29.12 1.213 .689 21.36	31.64 1.383 .714 22.69	34.65 1.451 .739 24.83	38.17 1.791 .763 27.23						
2 Ø 26	25.61 1.0 .585 20.59	28.69 1.176 .630 21.62	30.69 1.313 .654 22.63	33.21 1.483 .680 24.23	36.22 1.551 .707 26.11	39.74 1.891 .732 28.50	44.07 1.937 .759 31.66					
2 Ø 28	27.30 1.1 .549 21.96	30.38 1.276 .595 22.99	32.39 1.413 .620 24.00	34.90 1.583 .647 25.60	37.92 1.651 .675 27.48	41.43 1.991 .703 29.87	45.77 2.037 .731 33.03	51.42 2.271 .760 37.39				
2 Ø 30	29.13 1.2 .514 23.43	32.20 1.376 .561 24.46	34.21 1.513 .587 25.47	36.72 1.683 .615 27.08	39.74 1.751 .644 28.95	43.26 2.091 .673 31.34	47.59 2.137 .703 34.51	53.24 2.371 .735 38.86	56.43 1.37 .749 44.62			
2 Ø 32	31.07 1.3 .482 25.00	34.15 1.476 .529 26.04	36.16 1.613 .555 27.05	38.67 1.783 .584 28.65	41.69 1.851 .614 30.52	45.20 2.191 .644 32.92	49.54 2.237 .675 36.08	55.19 2.471 .708 40.44	58.37 1.47 .724 46.19	74.45 1.96 .784 57.12		
3 Ø 28		36.54 1.276 .494 27.97	38.54 1.413 .521 28.98	41.06 1.583 .550 30.58	44.07 1.651 .581 32.45	47.59 1.991 .612 34.85	51.92 2.037 .644 38.01	57.57 2.271 .679 42.37	60.76 1.27 .696 48.12	76.84 1.76 .759 59.09	92.92 1.765 .801 68.70	
3 Ø 30			41.28 1.513 .486 31.19	43.79 1.683 .516 32.79	46.80 1.751 .547 34.66	50.32 2.091 .578 37.06	54.65 2.137 .612 40.22	60.31 2.371 .648 44.58	63.49 1.37 .666 50.33	79.57 1.86 .733 61.26	95.65 1.865 .778 70.91	
3 Ø 32				46.71 1.783 .483 35.15	49.72 1.851 .515 37.02	53.24 2.191 .547 39.42	57.57 2.237 .581 42.58	63.23 2.471 .618 46.94	66.41 1.47 .636 52.69	82.49 1.96 .707 63.62	98.57 1.965 .755 73.27	124.30 1.882 .806 93.99
3 Ø 34					52.83 1.951 .484 38.54	56.35 2.291 .517 41.93	60.68 2.337 .551 45.09	66.33 2.571 .589 49.45	69.52 1.57 .608 55.21	85.60 2.06 .681 66.14	101.68 2.065 .732 75.79	127.41 1.982 .786 96.51

1º numero $a = A_f \text{ cm}^2$
 2º numero $b = \Delta h = \varnothing/2 + V_{gr}$
 3º numero $c = Y'_{gr}$ in $\% H'$
 4º numero $d = \text{peso in Kg/m}$

$H' = H - b$
 $Y'_{gr} = H' \times c$
 $Y_{gr} = 2 + \varnothing/2 + Y'_{gr}$

La tabella appena mostrata deve essere letta ed utilizzata in questo modo:

- Si entra in tabella dall'alto – in ascissa – con il numero corrispondente alla sezione del corrente inferiore effettuata precedentemente consultando la *Tabella 4.24*;
- Entrando da sinistra – in ordinata – si sceglie la sezione del corrente superiore;

- Incrociando corrente inferiore e corrente superiore si trovano in ogni cella quattro valori
 - Il primo numero a rappresenta l'area complessiva della sezione metallica $A_{f,tot}$, cioè corrente inferiore, corrente superiore ed anima (seppur in modo approssimato);
 - Il secondo numero b è $\Delta h = \frac{\emptyset}{2} + y_g$, cioè la somma tra metà diametro del tondino costituente il corrente superiore ed y_g dalla *Tabella 4.24*;
 - Il terzo numero c è Y'_{Gf} espresso in percentuale rispetto ad H' ; Y'_{Gf} è la distanza tra il baricentro della sezione metallica totale e il baricentro del corrente superiore, mentre H' è la distanza tra il baricentro del corrente inferiore e il baricentro del corrente superiore; c occorre a calcolare la distanza del baricentro della sezione metallica complessiva Y_{Gf} rispetto al bordo superiore della trave mista acciaio-calcestruzzo, infatti $Y_{Gf} = 2 + \frac{\emptyset}{2} + Y'_{Gf}$;
 - Il quarto numero d è il peso al metro lineare della sezione metallica.

Dunque, il momento d'inerzia della sezione metallica $J_{f,tot}$ è dato dall'espressione sottostante.

$$J_{f,tot} = J_{fi} + A_{fi} \cdot (H' - Y'_{Gf})^2 + A_{fs} \cdot Y'_{Gf}{}^2$$

A questo punto, nota interamente la sezione metallica, è possibile calcolare il momento d'inerzia baricentrico della sezione mista J_T :

$$Y_T = \frac{n \cdot A_{f,tot} \cdot Y_{Gf} + S_c}{n \cdot A_{f,tot} + A_c}$$

$$J_T = J_c + A_c \cdot (Y_T - Y_c)^2 + n \cdot [J_{f,tot} + A_{f,tot} \cdot (Y_T - Y_{Gf})^2]$$

dove

- $n = 10$ è il coefficiente di omogeneizzazione;
- A_c , S_c e J_c sono area, momento statico e momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo;
- Y_T è la posizione del baricentro della sezione mista rispetto al filo superiore di cls.

Stabilita la geometria della sezione e le relative armature, si passa alle verifiche e quindi al calcolo delle sollecitazioni indotte da: ritiro impedito, carichi iniziali, carichi fissi e sovraccarichi accidentali.

Ritiro impedito

La sezione è sottoposta ad una forza di compressione F da ritiro impedito pari a:

$$F = \alpha \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot A_c$$

dove

- $\alpha = 0,000012 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ è il coefficiente di dilatazione termica;
- $\Delta T = 20 \text{ } ^\circ\text{C}$ è la variazione di temperatura;
- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo considerato un coefficiente di omogeneizzazione $n = 10$ (sia per cls R250 che per R350);

- A_c è l'area della sezione in cls.

Tale compressione genera un momento M rispetto al baricentro della sezione mista uguale a:

$$M = F(Y_T - Y_C)$$

in cui Y_C è il baricentro della sezione di calcestruzzo.

Le sollecitazioni generate dal ritiro impedito risultano le seguenti:

$$\sigma_{c,R} = -\frac{F}{A_c} + \frac{F}{A_c + n \cdot A_{f,tot}} + \frac{M \cdot Y_T}{J_T}$$

$$\sigma'_{fs,R} = n \left(\frac{F}{A_c + n \cdot A_{f,tot}} + \frac{M(Y_T - h')}{J_T} \right)$$

$$\sigma_{fi,R} = n \left(\frac{F}{A_c + n \cdot A_{f,tot}} - \frac{M(H - Y_T)}{J_T} \right)$$

dove

- $\sigma_{c,R}$ è la tensione sul calcestruzzo;
- $\sigma'_{fs,R}$ e $\sigma_{fi,R}$ sono rispettivamente la tensione sul corrente superiore e sul corrente inferiore;
- $n = 10$ sia per calcestruzzo di classe R250 che di classe R350;
- H è l'latezza della trave mista.

Carichi iniziali

Come già anticipato, in 1° Fase tutti i carichi sono portati dalla sola trave metallica, perciò la tensione sul calcestruzzo è nulla: $\sigma_{ci} = 0$.

Le tensioni sui correnti di armatura sono di seguito riportate.

$$\sigma'_{fs,i} = \frac{M_i \cdot Y'_{Gf}}{J_{f,tot}}$$

$$\sigma_{fi,i} = \frac{M_i \cdot (H' - Y'_{Gf})}{J_{f,tot}}$$

Carichi fissi

Le sollecitazioni indotte da carichi fissi devono tenere conto della redistribuzione a tempo infinito delle tensioni nella sezione per effetto della viscosità del conglomerato. Ciò si può considerare tramite il coefficiente n^* dato dalla seguente relazione:

$$n^* = n(1 + \chi \cdot \phi_\infty)$$

dove

- $n = 8$ per cls di classe R250 e $n = 7$ per cls di classe R350;
- χ è un coefficiente che tiene conto dell'età del calcestruzzo;
- ϕ_∞ è un coefficiente funzione della stagionatura del calcestruzzo.

Come indicato nel procedimento dell'ing. Salvatore Leone, in cui si richiama la CNR UNI 10012-67, si può assumere:

- $\chi \cdot \phi_{\infty} = 1$ per stagionatura del calcestruzzo in atmosfera umida;
- $\chi \cdot \phi_{\infty} = 2$ per stagionatura del calcestruzzo in atmosfera normale;
- $\chi \cdot \phi_{\infty} = 3$ per stagionatura del calcestruzzo in atmosfera secca.

Inoltre, nella norma appena citata è data la possibilità di trascurare i fenomeni viscosi qualora si verificasse:

$$\frac{J_c/n}{J_s} \leq 0,01$$

ma nel caso di travi REP tale rapporto risulta sempre superiore a 0,1.

Dunque, nel caso in oggetto si considera $\chi \cdot \phi_{\infty} = 3$ e quindi risulta $n^* = 32$ per la classe R250 mentre $n^* = 28$ per la R350.

Per poter calcolare le tensioni, è prima necessario definire i moduli di resistenza a flessione:

$$W_c = A'_c(H - y_g - d)$$

$$W'_{fs} = n^* \cdot A_{fs} \cdot H'$$

$$W_{fi} = W_c + n^* \cdot A_{fs} \cdot H'$$

dove

- W_c è il modulo di resistenza a flessione del calcestruzzo reagente;
- A'_c è l'area di calcestruzzo reagente, il suo valore è indicato in *Tabella 4.23* insieme al copriferro d ;
- W'_{fs} e W_{fi} sono rispettivamente il modulo di resistenza a flessione del corrente superiore e quello del corrente inferiore.

Così le tensioni risultano:

$$\sigma_{c,g} = \frac{M_g}{W_{fi}}$$

$$\sigma'_{fs,g} = n^* \cdot \sigma_{c,g}$$

$$\sigma_{fi,g} = \frac{\sigma_{c,g} \cdot A'_c + \sigma'_{fs,g} \cdot A_{fs}}{A_{f,tot}}$$

in cui

- $\sigma_{c,g}$ è la tensione di compressione sul calcestruzzo;
- $\sigma'_{fs,g}$ e $\sigma_{fi,g}$ sono rispettivamente la tensione sul corrente superiore e la tensione sul corrente inferiore.

Sovraccarichi accidentali

I moduli di resistenza a flessione calcolati precedentemente si utilizzano anche per le tensioni da sovraccarichi, sostituendo n^* con $n = 8$ o 7 rispettivamente nel caso di calcestruzzo R250 e R350.

Le tensioni risultano:

$$\sigma_{c,p} = \frac{M_p}{W_{fi}}$$

$$\sigma'_{fs,p} = n \cdot \sigma_{c,p}$$

$$\sigma_{fi,p} = \frac{\sigma_{c,p} \cdot A'_c + \sigma'_{fs,p} \cdot A_{fs}}{A_{f,tot}}$$

in cui

- $n = 8$ per la classe di cls R250 oppure $n = 7$ per la R350;
- $\sigma_{c,p}$, $\sigma'_{fs,p}$ e $\sigma_{fi,p}$ sono rispettivamente la tensione sul calcestruzzo, sul corrente superiore e sul corrente inferiore.

Calcolate le tensioni sul calcestruzzo e sui correnti di armatura dovute ai carichi considerati, si procede alla **verifica nel rispetto delle tensioni ammissibili**.

$$\begin{aligned}\sigma_{c,TOT} &= \sigma_{ci} + \sigma_{c,R} + \sigma_{c,g} + \sigma_{c,p} \leq \sigma_{c,amm} \\ \sigma'_{fs,TOT} &= \sigma'_{fs,i} + \sigma'_{fs,R} + \sigma'_{fs,g} + \sigma'_{fs,p} \leq \sigma'_{fs,amm} \\ \sigma_{fi,TOT} &= \sigma_{fi,i} + \sigma_{fi,R} + \sigma_{fi,g} + \sigma_{fi,p} \leq \sigma_{fi,amm}\end{aligned}$$

Le tensioni ammissibili sono:

- $\sigma_{c,amm} = 70 \text{ kg/cm}^2$ o 90 kg/cm^2 rispettivamente per R250 e per R350;
- $\sigma'_{fs,amm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ relativa all'acciaio di tipo 2 costituente il corrente superiore;
- $\sigma_{fi,amm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ relativa all'acciaio di tipo 1 costituente il corrente inferiore.

Progetto e verifiche delle travi in appoggio (momenti negativi)

Nel caso di **trave preceduta da sbalzo** occorre calcolare la trazione T dovuta al momento negativo generato dai carichi iniziali sullo sbalzo.

$$T = \frac{M_{i, sb}}{H'}$$

Considerando il corrente superiore delle travi che giungono in appoggio, di area A_{fs} , si calcola la tensione $\sigma_{fs} = T/A_{fs}$.

Per quanto riguarda il corrente inferiore, che risulta compresso, nel prontuario è scritto che in alternativa ai tondini saldati è possibile prevedere una linguetta di piatto 100 mm x 6 mm caratterizzata da un momento d'inerzia pari a $0,18 \text{ cm}^4$. Le REP del Collegio Fazzini, secondo le indagini eseguite, non presentano un prolungamento del fondello in appoggio, ma solamente dei tondini di armatura saldati sul piatto d'acciaio. Perciò si considerano al corrente inferiore, gli stessi tondini previsti in campata, se sufficienti, altrimenti se ne aumentano i diametri. Così, applicando la formula di Eulero di determina il carico il carico di punta P_{amm} :

$$P_{amm} = \frac{1 \pi^2 \cdot E_s \cdot J_{Gi, app}}{4 \delta^2}$$

dove

- E_s è il modulo elastico dell'acciaio;
- $J_{Gi, app}$ è il momento d'inerzia baricentrico del corrente inferiore;
- δ è il passo dell'anima.

Considerando $P_{amm} = T$, dove T è la forza di compressione sul corrente inferiore, è possibile determinare il momento d'inerzia $J_{Gi,app}$ minimo.

$$J_{Gi,app,min} = \frac{4 \cdot \delta^2 \cdot T}{\pi^2 \cdot E_s}$$

Il momento d'inerzia del corrente inferiore, una volta nota la sua composizione, risulta dalle seguenti:

$$y_{Gi,app} = \frac{A_{piatto} \cdot \frac{s}{2} + A_{fi,app} \left(\frac{\emptyset}{2} + s \right)}{A_{piatto} + A_{fi,app}}$$

$$J_{Gi,app} = J_{piatto} + N^\circ \emptyset \cdot \frac{\pi \cdot \emptyset^4}{64} + A_{piatto} \left(y_{Gi,app} - \frac{s}{2} \right)^2 + A_{fi,app} \left(s + \frac{\emptyset}{2} - y_{Gi,app} \right)^2$$

dove

- $y_{Gi,app}$ è la distanza del baricentro del corrente inferiore in appoggio dal bordo inferiore del fondello;
- A_{piatto} è l'eventuale prolungamento del piatto da 100 mm x 6 mm;
- s è lo spessore del fondello;
- $A_{fi,app}$ è l'area dei tondini aggiuntivi in appoggio, di diametro \emptyset ;
- $N^\circ \emptyset$ è il numero dei tondini aggiuntivi in appoggio;
- $J_{piatto} = 0,18 \text{ cm}^4$ è il momento d'inerzia baricentrico del prolungamento del fondello.

La verifica a momento negativo della trave mista acciaio-calcestruzzo, come indicato nel Regio Decreto-Legge del 1939, deve essere eseguita a filo pilastro.

La **sezione resistente** è una sezione rettangolare larga quanto il piatto d'acciaio più 10 cm, 5 cm per parte, per tenere conto del riempimento delle pignatte ed alta $H = H_R + 2 \text{ cm}$. Nel caso di trave perimetrale, la larghezza sarà aumentata solamente di 5 cm.

L'area degli **spezzoni aggiuntivi di armatura** $A_{\emptyset,agg}$ è calcolabile in modo approssimativo mediante la formula seguente.

$$A_{\emptyset,agg} = \frac{M_R}{0,9 \cdot H \cdot (\sigma_{s,amm} + 300)}$$

Gli spezzoni aggiuntivi almeno devono essere 2 ϕ 16.

L'area totale dell'armatura superiore, e quindi tesa, risulta $A_f = A_{fs} + A_{\emptyset,agg}$, in cui A_{fs} è l'area del corrente superiore.

Quindi noti:

- $B = b + 10 \text{ cm}$ larghezza della trave mista, come anticipato si considerano 5 cm aggiuntivi per parte oltre alla larghezza b del piatto della REP;
- $H_c = H$ altezza della trave mista;
- $A_f = A_{fs} + A_{\emptyset,agg}$ armatura tesa (superiore);
- $A'_f = A_{piatto} + A_{fi,app}$ armatura compressa (inferiore);
- H' distanza tra centro di trazione (baricentro armatura superiore) e centro di compressione (baricentro armatura inferiore);

- $h' = y_{Gi,app} - s$ distanza tra il baricentro dell'armatura inferiore ed il bordo superiore del fondello di spessore s ;
- $A_T = B \cdot H_c + n(A_f + A'_f)$ area della sezione ideale con $n = 10$;

è possibile determinare la posizione del baricentro dal bordo superiore del fondello Y_T ed il momento d'inerzia baricentrico J_T , applicando le formule sottostanti.

$$Y_T = \frac{B \cdot H_c \cdot \frac{H_c}{2} + n(A_f \cdot H' + A'_f \cdot h')}{A_T}$$

$$J_T = \frac{B \cdot H_c^3}{12} + B \cdot H_c \cdot \left(\frac{H_c}{2} - Y_T\right)^2 + n[A_f(H' - Y_T)^2 + A'_f(Y_T - h')^2]$$

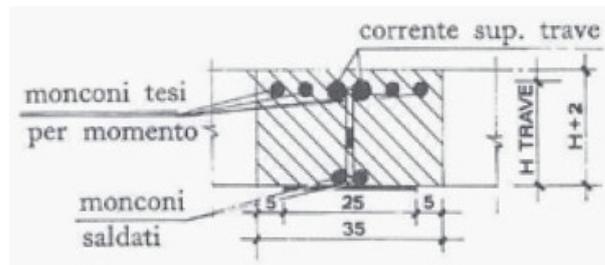


Figura 4.64. Sezione resistente in appoggio (PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, p. 134).

Si procede quindi al calcolo delle tensioni dovute al ritiro e ai carichi applicati.

Ritiro

La forza di compressione F cui è sottoposta la sezione per effetto del ritiro impedito, si calcola come già fatto per le sezioni in campata.

$$F = \alpha \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot A_c$$

Il momento generato da tale forza è $M = F \left(Y_T - \frac{H_c}{2}\right)$.

Le tensioni sul calcestruzzo e sull'armatura si ricavano dalle seguenti formule:

$$\sigma_{c,R} = -\frac{F}{A_c} + \frac{F}{n \cdot A_{f,tot} + A_c} + \frac{M \cdot Y_T}{J_T}$$

$$\sigma'_{f,R} = n \left(\frac{F}{n \cdot A_{f,tot} + A_c} + \frac{M(Y_T - h')}{J_T} \right)$$

$$\sigma_{f,R} = n \left(\frac{F}{n \cdot A_{f,tot} + A_c} - \frac{M(H' - Y_T - h')}{J_T} \right)$$

dove

- $n = 10$;
- $\sigma_{c,R}$ è la tensione sul conglomerato;
- $\sigma'_{f,R}$ è la tensione sull'armatura compressa cioè inferiore;
- $\sigma_{f,R}$ è la tensione sull'armatura tesa cioè superiore;

- $A_{f,tot} = A_f + A'_f$ è l'armatura totale, tesa A_f e compressa A'_f .

Carichi iniziali

In 1° Fase, la trave che reagisce ai carichi è solamente quella metallica che si trova in semplice appoggio, perciò agli estremi il momento è nullo: le tensioni in appoggio sono nulle (sia sul calcestruzzo che sull'acciaio).

Carichi fissi

Considerato il momento sollecitante $M_{R,g}$ generato dai carichi permanenti ed un coefficiente $n^* = 32$ o 28 , rispettivamente per calcestruzzo di classe R250 o R350, le tensioni si calcolano applicando le formule valide per una sezione rettangolare in c.a. con armatura doppia:

$$x = \frac{n^*(A_f + A'_f)}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2B(A_f \cdot H' + A'_f \cdot h')}{n^*(A_f + A'_f)^2}} \right)$$

$$\sigma_{c,g} = \frac{M_{R,g}}{\frac{B \cdot x}{2} \left(H' - \frac{x}{3} \right) + n^* \cdot A'_f \frac{x - h'}{x} (H' - h')}$$

$$\sigma'_{f,g} = n^* \cdot \sigma_{c,g} \frac{x - h'}{x}$$

$$\sigma_{f,g} = n^* \cdot \sigma_{c,g} \frac{H' - x}{x}$$

dove

- x è la posizione dell'asse neutro;
- $\sigma_{c,g}$ è la tensione sul calcestruzzo;
- $\sigma'_{f,g}$ e $\sigma_{f,g}$ sono rispettivamente la tensione sull'armatura compressa e sull'armatura tesa.

Sovraccarichi accidentali

Le formule per il calcolo delle tensioni sono le stesse utilizzate per i carichi fissi, considerando però come momento sollecitante $M_{R,p}$ dovuto ai sovraccarichi accidentali e come coefficiente di omogeneizzazione $n = 8$ o 7 , per conglomerato di classe R250 o R350, al posto di n^* . Risulteranno quindi $\sigma_{c,g}$, $\sigma'_{f,p}$ e $\sigma_{f,p}$.

Determinate le sollecitazioni dovute ai vari carichi, si eseguono le **verifiche**:

$$\sigma_{c,TOT} = \sigma_{c,R} + \sigma_{c,g} + \sigma_{c,p} \leq \sigma_{c,amm}$$

$$\sigma'_{f,TOT} = \sigma'_{f,R} + \sigma'_{f,g} + \sigma'_{f,p} \leq \sigma'_{f,amm}$$

$$\sigma_{f,TOT} = \sigma_{f,R} + \sigma_{f,g} + \sigma_{f,p} \leq \sigma_{f,amm}$$

in cui

- $\sigma_{c,amm} = 70 \text{ kg/cm}^2$ o 90 kg/cm^2 rispettivamente per R250 e per R350;
- $\sigma'_{f,amm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ relativa all'acciaio di tipo 1 costituente il corrente inferiore;
- $\sigma_{f,amm} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ è la tensione ammissibile per gli spezzoni di armatura al corrente superiore come da R.D.L. del 1939.

Nel suo procedimento, l'ing. Salvatore Leone scrive che qualora non fossero soddisfatte le verifiche alle tensioni ammissibili, e non bastassero nemmeno $4\phi 32$ come spezzoni aggiuntivi superiormente, bisognerebbe incrementare ulteriormente la larghezza della sezione mista di 10 cm, sempre 5 cm per parte, ed a quel punto l'armatura minima superiormente si alzerebbe a $2\phi 18$.

La lunghezza degli spezzoni di armatura superiori d si calcola attraverso la seguente formula:

$$d_{sx \text{ o } dx} = 1,2 \cdot \frac{2M}{(g + p) \cdot l_{x,sx \text{ o } dx}}$$

dove

- $d_{sx \text{ o } dx}$ è la lunghezza dei monconi di armatura a sinistra o a destra dell'appoggio;
- M è il momento massimo in appoggio;
- $l_{x,sx \text{ o } dx}$ è la luce teorica della trave a sinistra o a destra dell'appoggio considerato.

Nel caso, invece, di **appoggio trave-trave** si procede allo stesso modo appena illustrato con le seguenti differenze:

- Ai fini del ritiro l'area totale del ferro comprende il corrente superiore della trave, l'eventuale prolungamento del piatto 100 mm x 6 mm in appoggio, gli spezzoni di armatura tesi (superiori) e gli eventuali tondini saldati sul piatto d'acciaio inferiore;
- Ai fini del momento sollecitante dovuto ai carichi fissi ed accidentali si trascura, a favore di sicurezza, il contributo del corrente superiore della trave considerando solamente gli spezzoni di armatura aggiuntivi.

Questo è il procedimento completo eseguito per il progetto simulato delle travate presenti nel Fazzini.

Nel seguito si riportano i **risultati ottenuti** dal calcolo delle travi REP del Collegio Fazzini, progettate e verificate – come dettagliatamente descritto – rispettando il “PROCEDIMENTI DI CALCOLO PER LE TRAVI REP” pubblicato nel 1972 dall'ing. Salvatore Leone.

In *Figura 4.65* sono marcate in rosso le travi REP: si ricorda che al piano terra è presente anche il collegamento tra i pilastri 15 e 29, assente ai piani superiori a causa del cortile interno, e che sempre allo stesso piano non sono presenti i balconi a lato Nord ma solamente a lato Sud.

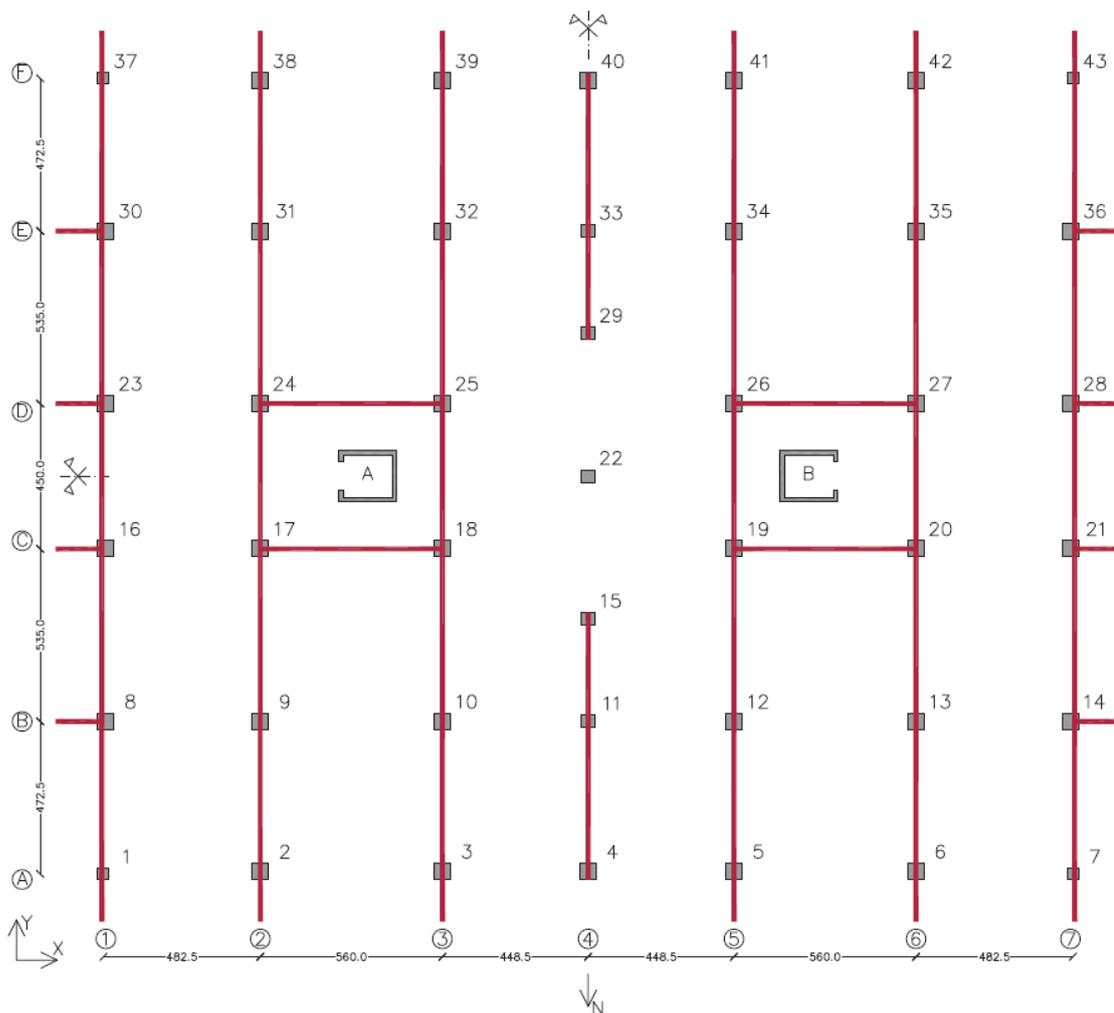


Figura 4.65. Orditura delle travi REP del Collegio Universitario Fazzini.

Le seguenti *Tabelle 4.26, 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30* evidenziano le armature risultate dal progetto simulato. In esse le travi REP sono numerate in funzione del primo e dell'ultimo pilastro che collegano (*Figura 4.65*) e per ognuna si distingue l'armatura in campata da quella in appoggio, per ciascun impalcato.

Come si può notare, mentre in direzione X le armature delle travi REP sono tutte simmetriche, in Y lo sono a partire dall'impalcato del secondo piano compreso. Ciò è dovuto alla presenza a piano terra del portico lato Nord e dei controsoffitti nelle zone dello stesso portico e del corridoio.

I quantitativi di armatura calcolati sono quantitativi importanti proprio perché si tratta di travi a spessore di solaio e quindi la sezione di calcestruzzo è ridotta al minimo.

In seguito ai risultati ottenuti da progetto simulato, come anticipato al paragrafo 4.2.4, nel febbraio del 2021 sono state condotte ulteriori indagini su qualche REP del Collegio Fazzini, soprattutto per verificare la presenza di un'armatura così abbondante. Tali approfondimenti, seppur localizzati, hanno confermato la presenza di un'armatura consistente e formata da grandi diametri come quelli ottenuti da calcolo.

Tabella 4.26. Progetto simulato delle travi REP 1-37 e 7-43, sia con un calcestruzzo di classe R250 che di classe R350.

Travate 1-37 7-43	R250					R350					
	Campata			Appoggi		Campata			Appoggi		
	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	
P.T.	A	250mm x 6mm +2φ14	2φ24	φ18	2φ14	3φ16	250mm x 6mm +2φ14	2φ22	φ18	2φ14	3φ16
	B				2φ18	3φ20				2φ22	3φ20
		250mm x 6mm +2φ18	2φ28	φ18			250mm x 6mm +2φ18	2φ26	φ18		
	C				2φ22	3φ20				2φ22	3φ20
		250mm x 6mm + /	2φ22	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
	D				2φ18	3φ20				2φ22	3φ20
		250mm x 6mm +2φ18	2φ28	φ18			250mm x 6mm +2φ18	2φ26	φ18		
	E				2φ18	3φ20				2φ22	3φ20
	250mm x 6mm +2φ14	2φ24	φ18			250mm x 6mm +2φ14	2φ24	φ18			
	F				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.1	A				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
		250mm x 6mm + /	2φ24	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
	B				2φ22	3φ22				2φ22	3φ22
		250mm x 6mm +2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm +2φ14	2φ26	φ18		
	C				2φ22	3φ22				2φ22	3φ22
		250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			250mm x 6mm + /	2φ20	φ18		
	D				2φ18	2φ22				2φ22	3φ22
		250mm x 6mm +2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm +2φ14	2φ26	φ18		
	E				2φ22	3φ22				2φ22	3φ22
	250mm x 6mm + /	2φ24	φ18				250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
	F				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.2	A				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
		250mm x 6mm + /	2φ22	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
	B				2φ22	3φ22				2φ22	3φ22
		250mm x 6mm +2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm +2φ14	2φ26	φ18		
	C				2φ22	3φ22				2φ22	3φ22
	250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			
	D				2φ22	3φ22				2φ22	3φ22

		250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18		
	E				2φ22	3φ22				2φ22	3φ22
	F	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
					2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.3	A				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	B	250mm x 6mm + /	2φ24	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
					2φ22	3φ22				2φ24	3φ22
	C	250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18		
					2φ22	3φ22				2φ24	3φ22
	D	250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			250mm x 6mm + /	2φ20	φ18		
						2φ22	3φ22			2φ24	3φ22
	F	250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18		
					2φ22	3φ22			2φ24	3φ22	
	F	250mm x 6mm + /	2φ24	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
					2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.4	A				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	B	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
					2φ24	3φ24				2φ26	3φ24
	C	250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18		
					2φ24	3φ24				2φ26	3φ24
	D	250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
						2φ24	3φ24			2φ26	3φ24
	F	250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18			250mm x 6mm + 2φ14	2φ26	φ18		
					2φ24	3φ24			2φ26	3φ24	
	F	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
					2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.Sottotetto	A				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	B	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
					2φ14	2φ16				2φ14	3φ16
	C	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
					2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	D	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
					2φ14	2φ16			2φ14	2φ16	
		250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		

E				2φ14	2φ16				2φ14	3φ16
F	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16

Tabella 4.27. Progetto simulato delle travi REP 2-38 e 6-42, sia con un calcestruzzo di classe R250 che di classe R350.

Travate 2-38 6-42	R250					R350					
	Campata			Appoggi		Campata			Appoggi		
	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	
P.T.	A			2φ14	2φ16				2φ14	3φ16	
		250mm x 6mm +2φ30	2φ32	φ24					250mm x 6mm +2φ30	2φ32	φ24
	B			2φ26	3φ26				2φ26	3φ26	
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24					250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24
	C			2φ32	4φ26				2φ32	4φ26	
		250mm x 6mm + /	2φ18	φ18					250mm x 6mm + /	2φ18	φ18
	D			2φ22	3φ24				2φ24	3φ24	
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24					250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24
P.1	E			2φ26	3φ26				2φ28	3φ26	
		250mm x 6mm +2φ26	2φ30	φ22					250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22
	F			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16	
		250mm x 6mm +2φ26	2φ30	φ22					250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22
	A			2φ18	2φ16				2φ14	2φ16	
		250mm x 6mm +2φ26	2φ30	φ22					250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22
	B			2φ26	3φ26				2φ28	3φ26	
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24					250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24
P.2	C			2φ32	4φ26				2φ32	4φ26	
		250mm x 6mm + /	2φ18	φ18					250mm x 6mm + /	2φ18	φ18
	D			2φ24	3φ26				2φ26	3φ26	
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24					250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24
	E			2φ28	3φ26				2φ28	4φ26	
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22					250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22
	F			2φ18	2φ16				2φ18	2φ16	
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22					250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22

		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24			250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24		
	C				3φ28	4φ26				2φ32	4φ26
		250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
	D				3φ28	4φ26				2φ32	4φ26
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24			250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24		
	E				2φ30	4φ26				2φ30	4φ26
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22		
	F				2φ18	2φ16				2φ18	2φ16
P.3	A				2φ18	2φ16				2φ18	2φ16
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22		
	B				3φ28	4φ26				3φ28	4φ26
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24			250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24		
	C				3φ28	4φ26				3φ28	4φ26
		250mm x 6mm + /	2φ18	φ18				250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	
	D				3φ28	4φ26				3φ28	4φ26
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24			250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24		
	E				3φ28	4φ26				3φ28	4φ26
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22		
	F				2φ18	2φ16				2φ18	2φ16
P.4	A				2φ22	2φ16				2φ18	2φ16
		250mm x 6mm +2φ26	2φ30	φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22		
	B				3φ28	4φ26				3φ28	4φ26
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24			250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24		
	C				3φ28	4φ28				3φ28	4φ28
		250mm x 6mm + /	2φ18	φ18				250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	
	D				3φ28	4φ28				3φ28	4φ28
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24			250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24		
	E				3φ28	4φ26				3φ28	4φ26
		250mm x 6mm +2φ26	2φ30	φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22		
	F				2φ22	2φ16				2φ18	2φ16
P.Sottotetto	A				2φ14	2φ16				2φ14	3φ16
		250mm x 6mm + /	2φ22	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
	B				2φ22	3φ20				2φ22	3φ20
		250mm x 6mm + /	2φ26	φ18			250mm x 6mm + /	2φ26	φ18		

C				2φ18	3φ20				2φ22	3φ20
	250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			250mm x 6mm + /	2φ20	φ18		
D				2φ18	3φ20				2φ22	3φ20
	250mm x 6mm + /	2φ26	φ18			250mm x 6mm + /	2φ26	φ18		
E				2φ22	3φ20				2φ22	3φ20
	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18			250mm x 6mm + /	2φ22	φ18		
F				2φ14	2φ16				2φ14	3φ16

Tabella 4.28. Progetto simulato delle travi REP 3-39 e 5-41, sia con un calcestruzzo di classe R250 che di classe R350.

Travate 3-39 5-41	R250					R350				
	Campata			Appoggi		Campata			Appoggi	
	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)
P.T.	A			2φ14	2φ16				2φ14	3φ16
		250mm x 6mm +2φ30	2φ32	φ22			250mm x 6mm +2φ30	2φ30	φ22	
	B			2φ24	4φ22				2φ26	4φ22
		250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24			250mm x 6mm +3φ28	3φ28	φ24	
	C			2φ22	3φ24				2φ24	3φ24
		250mm x 6mm +2φ14	2φ22	φ18			250mm x 6mm +2φ14	2φ22	φ18	
	D			3φ28	3φ28				3φ28	3φ30
		250mm x 6mm +3φ32	3φ32	φ24			250mm x 6mm +3φ32	3φ30	φ24	
P.1	E			3φ28	3φ28				3φ28	4φ28
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22	
	F			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	A			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28	φ22	
	B			2φ28	4φ24				2φ30	4φ24
		250mm x 6mm +3φ28	3φ30	φ22			250mm x 6mm +3φ28	3φ30	φ22	
	C			2φ26	3φ24				2φ28	3φ24
	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
D			2φ24	3φ24				2φ26	3φ24	
	250mm x 6mm +2φ30	3φ28	φ22			250mm x 6mm +2φ30	3φ28	φ22		

	E			2φ28	4φ24				2φ28	4φ24
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			
	F			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.2	A			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			
	B			2φ30	4φ24				2φ28	4φ24
		250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			
	C			2φ28	3φ24				2φ26	3φ24
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			
	D			2φ28	3φ24				2φ26	3φ24
		250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			
	E			2φ30	4φ24				2φ28	4φ24
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			
	F			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.3	A			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			
	B			2φ30	4φ24				2φ30	4φ24
		250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			
	C			2φ26	3φ26				2φ28	3φ26
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			
	D			2φ26	3φ26				2φ28	3φ26
		250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			
	E			2φ30	4φ24				2φ30	4φ24
		250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ26	2φ28 φ22			
	F			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P.4	A			2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
		250mm x 6mm +2φ22	2φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ22	2φ28 φ22			
	B			2φ30	4φ28				3φ28	4φ28
		250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			
	C			2φ30	3φ28				2φ30	3φ28
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			
	D			2φ30	3φ28				2φ30	3φ28
		250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			250mm x 6mm +2φ30	3φ28 φ22			
	E			2φ30	4φ28				3φ28	4φ28

		250mm x 6mm + 2φ22	2φ28	φ22			250mm x 6mm + 2φ22	2φ28	φ22		
	F				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
P. Sottotetto	A				2φ14	2φ16				2φ14	3φ16
	B	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ18	3φ18	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ18	3φ18
	C	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ18	3φ18	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ18	3φ18
	D	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ18	3φ18	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ18	3φ18
	E	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ18	3φ18	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ18	3φ18
	F	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ14	2φ16	250mm x 6mm + /	2φ22	φ18	2φ14	3φ16

Tabella 4.29. Progetto simulato della trave REP 4-40, sia con un calcestruzzo di classe R250 che di classe R350.

Travata 4-40	R250					R350					
	Campata			Appoggi		Campata			Appoggi		
	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	
P.T.	A				2φ14	2φ16			2φ14	3φ16	
	B	250mm x 6mm + 2φ26	2φ28	φ22	2φ26	4φ22	250mm x 6mm + 2φ26	2φ28	φ22	2φ24	4φ22
	15	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ22	3φ22	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ22	3φ22
	22	250mm x 6mm + 2φ22	2φ26	φ22	2φ18	4φ16	250mm x 6mm + 2φ22	2φ24	φ22	2φ14	4φ16
	29	250mm x 6mm + 2φ18	2φ24	φ20	2φ18	3φ22	250mm x 6mm + 2φ18	2φ24	φ20	2φ18	3φ22
	E	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ18	4φ18	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ18	4φ18
	F	250mm x 6mm + 2φ22	2φ26	φ20	2φ14	2φ16	250mm x 6mm + 2φ22	2φ26	φ20	2φ14	3φ16
	P.1	A	250mm x 6mm + 2φ18	2φ26	φ20	2φ14	3φ16	250mm x 6mm + 2φ18	2φ24	φ20	2φ14

	B			2φ18	4φ18			2φ22	4φ18
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18		
	15			2φ14	2φ16			2φ14	2φ16
	/	/ / / /		/	/	/ / / /		/	/
		/ / / /				/ / / /			
	29			2φ14	2φ16			2φ14	2φ16
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18		
	E			2φ18	4φ18			2φ22	4φ18
		250mm x 6mm + 2φ18	2φ26 φ20			250mm x 6mm + 2φ18	2φ24 φ20		
	F			2φ14	3φ16			2φ14	3φ16
P.2	A			2φ14	3φ16			2φ14	3φ16
		250mm x 6mm + 2φ18	2φ26 φ20			250mm x 6mm + 2φ18	2φ24 φ20		
	B			2φ22	4φ20			2φ22	4φ20
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18		
	15			2φ14	2φ16			2φ14	2φ16
	/	/ / / /		/	/	/ / / /		/	/
		/ / / /				/ / / /			
	29			2φ14	2φ16			2φ14	2φ16
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18		
	E			2φ22	4φ20			2φ22	4φ20
	250mm x 6mm + 2φ18	2φ26 φ20			250mm x 6mm + 2φ18	2φ24 φ20			
	F			2φ14	3φ16			2φ14	3φ16
P.3	A			2φ14	3φ16			2φ14	4φ16
		250mm x 6mm + 2φ18	2φ26 φ20			250mm x 6mm + 2φ18	2φ24 φ20		
	B			2φ22	4φ20			2φ24	4φ20
		250mm x 6mm + /	2φ18 φ18			250mm x 6mm + /	2φ18 φ18		
	15			2φ14	2φ16			2φ14	2φ16
	/	/ / / /		/	/	/ / / /		/	/
		/ / / /				/ / / /			
29			2φ14	2φ16			2φ14	2φ16	

		250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
	E				2φ22	4φ20				2φ24	4φ20
	F	250mm x 6mm +2φ18	2φ26	φ20			250mm x 6mm +2φ18	2φ24	φ20		
					2φ14	3φ16				2φ14	4φ16
P.4	A				2φ14	4φ16				2φ18	4φ16
	B	250mm x 6mm +2φ18	2φ26	φ20			250mm x 6mm +2φ18	2φ24	φ20		
					2φ24	4φ20				2φ24	4φ22
	15	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
					2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	/	/	/	/			/	/	/	/	
	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	29				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	E	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
	F	250mm x 6mm +2φ18	2φ26	φ20			250mm x 6mm +2φ18	2φ24	φ20		
					2φ24	4φ20				2φ24	4φ22
					2φ14	4φ16				2φ18	4φ16
P.Sottotetto	A				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	B	250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			250mm x 6mm + /	2φ20	φ18		
					2φ14	3φ16				2φ14	3φ16
	15	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
					2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	/	/	/	/			/	/	/	/	
	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	29				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	E	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18			250mm x 6mm + /	2φ18	φ18		
	F	250mm x 6mm + /	2φ20	φ18			250mm x 6mm + /	2φ20	φ18		
					2φ14	3φ16				2φ14	3φ16
					2φ14	2φ16				2φ14	2φ16

Tabella 4.30. Progetto simulato della trave REP 4-40 in copertura, sia con un calcestruzzo di classe R250 che di classe R350.

Travata 4-40		R250					R350				
		Campata			Appoggi		Campata			Appoggi	
		Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)	Corrente Inferiore	Corrente Superiore	Anima	Armatura Inferiore (saldati su fondello)	Armatura Superiore (spezzoni)
Copertura	A	250mm x 6mm + 2φ18	2φ26	φ18	2φ22	2φ16	250mm x 6mm + 2φ18	2φ24	φ18	2φ22	3φ16
	B				2φ26	4φ22				2φ26	4φ22
	15	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ14	2φ16	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ14	2φ16
	/	/ / / /			/	/	/ / / /			/	/
	29				2φ14	2φ16				2φ14	2φ16
	E	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ26	4φ22	250mm x 6mm + /	2φ18	φ18	2φ26	4φ22
	F	250mm x 6mm + 2φ18	2φ26	φ18	2φ22	2φ16	250mm x 6mm + 2φ18	2φ24	φ18	2φ22	3φ16

4.3.7. Progetto dei travetti di solaio

I solai del Fazzini hanno un'altezza da 18+3 cm ad eccezione di quello del sottotetto che risulta da 12+3 cm; i travetti presentano un interasse pari a 52 cm a tutti gli impalcati. Per la stima dell'armatura dei travetti, come per le travi REP, si sono considerate due classi di calcestruzzo, R250 e R350.

Le sollecitazioni utilizzate per il calcolo delle armature sono:

- $M_+ = \frac{q \cdot l^2}{8}$ momento massimo positivo in campata;
- $M_- = \frac{q \cdot l^2}{16}$ momento massimo negativo in appoggio;
- $V = \frac{q \cdot l}{2}$ taglio massimo in appoggio;
- $q = g + p$ somma dei carichi permanenti g ed accidentali p .

Le armature sono state determinate attraverso le formule classiche del cemento armato. Facendo riferimento alla *Figura 4.65*, le *Tabelle 4.31*, *4.32*, *4.33* e *4.34* mostrano le armature calcolate. Si fa notare che sono state calcolate anche le armature delle coppie di travetti che si trovano sul perimetro dell'edificio, trasversalmente alle travi REP.

Come fatto per le travi REP, anche qualche travetto di solaio è stato indagato nel febbraio del 2021. I risultati delle indagini sono riportati al paragrafo *4.2.4*.

Tabella 4.31. Travetti del solaio del piano terra.

Solaio Piano Terra

R250												
Campata						Appoggio						
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva			As		A's		Aggiuntiva a taglio	
	N°	ϕ		N°	ϕ		N°	ϕ	N°	ϕ	N°	ϕ
		[mm]			[mm]			[mm]		[mm]		
1-2	2	6		2	16	1	2	12	1	10	1	10
2-3	2	6		2	18	2	2	14	1	14	1	10
3-4	2	6		2	16	3	2	14	1	14	1	10
4-5	2	6		2	16	4	2	12	1	10	1	10
5-6	2	6		2	18	5	2	14	1	14	1	10
6-7	2	6		2	16	6	2	14	1	14	1	10
						7	2	12	1	10	1	10

R350

R350												
Campata						Appoggio						
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva			As		A's		Aggiuntiva a taglio	
	N°	ϕ		N°	ϕ		N°	ϕ	N°	ϕ	N°	ϕ
		[mm]			[mm]			[mm]		[mm]		
1-2	2	6		2	16	1	2	12	1	8	1	10
2-3	2	6		2	18	2	2	14	1	12	1	10
3-4	2	6		2	16	3	2	14	1	12	1	10
4-5	2	6		2	16	4	2	12	1	8	1	10
5-6	2	6		2	18	5	2	14	1	12	1	10
6-7	2	6		2	16	6	2	14	1	12	1	10
						7	2	12	1	8	1	10

Solaio Piano Terra - Armatura complessiva della coppia di travetti

R250

R250														
Campata						Appoggio								
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva		A's		As		A's		Aggiuntiva a taglio		
	N°	ϕ		N°	ϕ	N°	ϕ	N°	ϕ	N°	ϕ	N°	ϕ	
		[mm]			[mm]		[mm]		[mm]		[mm]		[mm]	
1-2	4	6		4	20	4	20	1	3	18	2	16	2	12
2-3	4	6		4	24	4	24	2	4	18	2	20	2	12
3-4	4	6		4	18	4	18	3	4	18	2	20	2	12
4-5	4	6		4	18	4	18	4	3	18	2	14	2	12
5-6	4	6		4	24	4	24	5	4	18	2	20	2	12
6-7	4	6		4	20	4	20	6	4	18	2	20	2	12
						7	3	18	2	16	2	12		

R350

Campata						Appoggio						
	Armatura Travetto		Armatura Aggiuntiva		A's		As		A's		Aggiuntiva a taglio	

	N°	ϕ	+	N°	ϕ									
		[mm]			[mm]									
1-2	4	6	+	4	20	4	18	1	3	18	2	14	2	12
2-3	4	6	+	4	24	4	24	2	4	18	2	20	2	12
3-4	4	6	+	4	18	4	18	3	4	18	2	20	2	12
4-5	4	6	+	4	18	4	18	4	3	18	1	18	2	12
5-6	4	6	+	4	24	4	24	5	4	18	2	20	2	12
6-7	4	6	+	4	20	4	18	6	4	18	2	20	2	12
								7	3	18	2	14	2	12

Tabella 4.32. Travetti dei solai dei piani 1, 2, 3 e 4.

Solaio Piani 1, 2, 3, 4

R250

Campata					Appoggio							
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva			As		A's		Aggiuntiva a taglio	
	N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]
1-2	2	6	+	2	16	1	2	12	1	10	1	10
2-3	2	6	+	2	18	2	2	14	1	14	1	10
3-4	2	6	+	2	14	3	2	14	1	14	1	10
4-5	2	6	+	2	14	4	2	12	1	10	1	8
5-6	2	6	+	2	18	5	2	14	1	14	1	10
6-7	2	6	+	2	16	6	2	14	1	14	1	10
						7	2	12	1	10	1	10

R350

Campata					Appoggio							
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva			As		A's		Aggiuntiva a taglio	
	N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]
1-2	2	6	+	2	16	1	2	12	1	6	1	10
2-3	2	6	+	2	18	2	2	14	1	12	1	10
3-4	2	6	+	2	14	3	2	14	1	12	1	10
4-5	2	6	+	2	14	4	1	16	/	/	1	8
5-6	2	6	+	2	18	5	2	14	1	12	1	10
6-7	2	6	+	2	16	6	2	14	1	12	1	10
						7	2	12	1	6	1	10

Solaio Piani 1, 2, 3, 4 - Armatura complessiva della coppia di travetti

R250

Campata					Appoggio									
	Armatura Travetto			Armatura Aggiuntiva		A's			As		A's		Aggiuntiva a taglio	
	N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]

1-2	4	6	+	4	20	3	20	1	3	16	2	16	2	10
2-3	4	6	+	4	22	4	22	2	4	18	2	20	2	12
3-4	4	6	+	4	18	3	18	3	4	18	2	20	2	12
4-5	4	6	+	4	18	3	18	4	2	18	1	18	2	10
5-6	4	6	+	4	22	4	22	5	4	18	2	20	2	12
6-7	4	6	+	4	20	3	20	6	4	18	2	20	2	12
								7	3	16	2	16	2	10

R350

Campata							Appoggio							
Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva		A's		As		A's		Aggiuntiva a taglio			
N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]		
1-2	4	6	+	4	20	3	20	1	3	18	2	14	2	10
2-3	4	6	+	4	22	4	22	2	4	18	2	18	2	12
3-4	4	6	+	4	18	3	18	3	4	18	2	18	2	12
4-5	4	6	+	4	18	3	18	4	2	18	1	14	1	14
5-6	4	6	+	4	22	4	22	5	4	18	2	18	2	12
6-7	4	6	+	4	20	3	20	6	4	18	2	18	2	12
								7	3	18	2	14	2	10

Tabella 4.33. Travetti del solaio del piano sottotetto.

Solaio Piano Sottotetto

R250

Campata					Appoggio							
Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva		As		A's		Aggiuntiva a taglio			
N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]		
1-2	2	6	+	1	16	1	1	14	1	10	1	6
2-3	2	6	+	2	14	2	1	16	1	12	1	6
3-4	2	6	+	1	14	3	1	16	1	12	1	6
4-5	2	6	+	1	14	4	1	12	1	6	1	6
5-6	2	6	+	2	14	5	1	16	1	12	1	6
6-7	2	6	+	1	16	6	1	16	1	12	1	6
					7	1	14	1	10	1	6	

R350

Campata					Appoggio							
Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva		As		A's		Aggiuntiva a taglio			
N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]		
1-2	2	6	+	2	12	1	1	14	1	6	1	6
2-3	2	6	+	2	14	2	1	16	1	10	1	6
3-4	2	6	+	2	10	3	1	16	1	10	1	6
4-5	2	6	+	2	10	4	1	12	/	/	1	6
5-6	2	6	+	2	14	5	1	16	1	10	1	6

6-7	2	6	+	2	12	6	1	16	1	10	1	6
						7	1	14	1	6	1	6

Solaio Piano Sottotetto - Armatura complessiva della coppia di travetti

Campata								Appoggio						
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva		A's		As		A's		Aggiuntiva a taglio		
	N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	
1-2	4	6	+	1	16	1	14	1	1	14	/	/	1	6
2-3	4	6	+	2	16	2	14	2	1	16	1	6	1	8
3-4	4	6	+	1	14	1	10	3	1	16	1	6	1	8
4-5	4	6	+	1	14	1	10	4	1	14	/	/	1	6
5-6	4	6	+	2	16	2	14	5	1	16	1	6	1	8
6-7	4	6	+	1	16	1	14	6	1	16	1	6	1	8
								7	1	14	/	/	1	6

Campata								Appoggio						
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva		A's		As		A's		Aggiuntiva a taglio		
	N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	
1-2	4	6	+	1	16	1	10	1	1	14	/	/	1	6
2-3	4	6	+	2	14	1	16	2	1	16	/	/	1	8
3-4	4	6	+	1	14	1	6	3	1	16	/	/	1	8
4-5	4	6	+	1	14	1	6	4	1	14	/	/	1	6
5-6	4	6	+	2	14	1	16	5	1	16	/	/	1	8
6-7	4	6	+	1	16	1	10	6	1	16	/	/	1	8
								7	1	14	/	/	1	6

Tabella 4.34. Travetti del solaio di copertura.

Solaio di Copertura

Campata								Appoggio						
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva		A's		As		A's		Aggiuntiva a taglio		
	N°	ϕ [mm]		N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	N°	ϕ [mm]	
1-2	2	6	+	2	12	1	1	14	/	/	1	8		
2-3	2	6	+	2	14	2	1	16	1	8	1	8		
3-4	2	6	+	2	12	3	1	16	1	8	1	8		
4-5	2	6	+	2	12	4	1	12	/	/	1	8		
5-6	2	6	+	2	14	5	1	16	1	8	1	8		
6-7	2	6	+	2	12	6	1	16	1	8	1	8		
								7	1	14	/	/	1	8

R350

Campata						Appoggio						
	Armatura Travetto		+	Armatura Aggiuntiva			As		A's		Aggiuntiva a taglio	
	N°	ϕ		N°	ϕ		N°	ϕ	N°	ϕ	N°	ϕ
		[mm]			[mm]			[mm]		[mm]		
1-2	2	6		2	12	1	1	14	/	/	1	8
2-3	2	6		2	14	2	1	16	/	/	1	8
3-4	2	6		2	12	3	1	16	/	/	1	8
4-5	2	6		2	12	4	1	12	/	/	1	8
5-6	2	6		2	14	5	1	16	/	/	1	8
6-7	2	6		2	12	6	1	16	/	/	1	8
						7	1	14	/	/	1	8

4.4. MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE

Sulla base delle indagini effettuate e dei risultati del progetto simulato, si procede alla modellazione dell'edificio a telaio equivalente, in modo tale da individuare un modello in grado di rappresentare al meglio il comportamento strutturale reale.

Dopo aver identificato il modello a telaio equivalente, si eseguono una serie di analisi statiche non lineari al fine di valutare l'incidenza delle travi REP e delle tamponature nei confronti delle azioni orizzontali. Queste valutazioni sono fondamentali per individuare il modello sul quale ci si baserà per la progettazione dell'intervento di adeguamento sismico.

La modellazione e le analisi si eseguono sempre mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti *SAP2000, Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc.*

4.4.1. Analisi dei carichi conforme alle NTC 2018

Innanzitutto, è necessario aggiornare i carichi agenti sulla struttura nel rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018, visto che poi si progetterà l'intervento di adeguamento dell'edificio.

I carichi permanenti considerati sono gli stessi utilizzati per il progetto simulato, quindi quelli derivanti dalle indagini effettuate, ad eccezione del carico dovuto ai **divisori interni**.

Come scritto al Paragrafo 3.1.3 delle NTC, per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio degli elementi divisori interni può essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito g_2 , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare un'adeguata ripartizione del carico.

Il carico uniformemente distribuito g_2 è correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 dei divisori nel seguente modo:

- Per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;

- Per elementi divisori con $1,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- Per elementi divisori con $2,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- Per elementi divisori con $3,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- Per elementi divisori con $4,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Gli elementi divisori con $G_2 \geq 5,00 \text{ kN/m}$ devono essere considerati in fase di progetto attraverso il loro effettivo posizionamento.

Nel Fazzini, i divisori esistenti, considerando anche quelli a doppia fodera presenti ai piani 1, 2, 3 e 4, presentano prevalentemente un carico per unità di lunghezza $4,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: quindi si considera $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Al Paragrafo 3.1.4 delle NTC sono invece indicati i **sovraccarichi** in funzione della destinazione d'uso dell'opera: q_k carichi verticali uniformemente distribuiti, Q_k carichi verticali concentrati e H_k carichi orizzontali lineari.

Ipotizzando che il Fazzini mantenga la destinazione d'uso invariata, cioè residenziale ad uso privato o struttura ricettiva alberghiera, si considerano i seguenti sovraccarichi accidentali:

- Per gli ambienti di Categoria A, cioè ambienti ad uso residenziale
 - o $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ per aree per attività domestiche e residenziali, comprendenti locali di abitazione e relativi servizi, alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza per ospedali;
 - o $q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ per scale comuni, balconi e ballatoi;
- Per gli ambienti di Categoria H, cioè coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$.

Vista l'importanza e la superiorità dell'azione sismica tra quelle orizzontali, l'azione del **vento** si trascura.

Per quanto riguarda invece l'azione della **neve**, si segue quanto riportato al Paragrafo 3.4 delle NTC. Il carico q_s dovuto alla neve sulle coperture è dato dalla seguente espressione:

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

dove

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Il carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali climatiche e di esposizione. In particolare, per la Zona II a cui appartiene la provincia di Macerata, quindi il comune di Camerino avente altitudine $a_s = 670 \text{ m}$ sul livello del mare, il carico di riferimento neve al suolo si può calcolare tramite la seguente relazione.

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right]$$

Il coefficiente di forma della copertura μ_i dipende dalla forma e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti, oltre che dalle condizioni climatiche e di sito locali. Le falde della copertura del Fazzini presentano un'inclinazione α sull'orizzontale variabile tra $18^\circ,1$ e $20^\circ,6$: perciò dato che $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ si assume $\mu_i = 0,8$.

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'edificio. Nel presente caso si considera $C_E = 1$, rappresentativo di topografia normale, cioè di aree in cui il vento non rimuove in modo significativo la neve dalla copertura per effetto di terreno, altre costruzioni o alberi.

Il coefficiente termico C_t tiene conto dello scioglimento della neve per effetto della perdita di calore da parte della costruzione. In mancanza di accurate valutazioni, si assume cautelativamente $C_t = 1$.

4.4.2. Combinazioni delle azioni conformi alle NTC 2018

Le combinazioni delle azioni sono definite al Paragrafo 2.5.3 delle NTC e nel caso oggetto di studio si utilizzano:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Qk1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Qk2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Qk3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente (SLE), impiegata per gli effetti a lungo termine
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

I coefficienti parziali γ per le azioni sono riportati in Tabella 2.6.I delle NTC (Tabella 4.35). Invece, per quanto riguarda i coefficienti di combinazione ψ si fa riferimento alla Tabella 2.5.I delle NTC (Tabella 4.36).

Tabella 4.35. Tabella 2.6.I, D.M. 17/01/2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.36. Tabella 2.5.I, D.M. 17/01/2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.4.3. Modellazione a telaio equivalente

Modellare un edificio a telaio equivalente significa utilizzare esclusivamente elementi trave, cioè elementi frame. Quindi non solo pilastri e travi sono modellati come elementi trave, ma anche nuclei ascensori, scale e, eventualmente, tamponature.

Visto che per il progetto simulato è stato impiegato un modello in cui due vani scale, ciascuno comprendenti nucleo ascensore e scala a soletta rampante, sono schematizzati mediante elementi shell – o elementi piastra – si procede all'identificazione di quel modello, a telaio equivalente appunto, il più possibile simile in termini di parametri modali.

A differenza del modello utilizzato per il progetto simulato, il modello a telaio equivalente lo si realizza con constraint di piano, ipotizzando in fase di adeguamento sismico un intervento consistente al fine di incrementare la rigidezza assiale di ciascun impalcato. Chiaramente anche nel modello utilizzato per il progetto simulato vengono inseriti dei constraint di piano per effettuare un confronto coerente con il modello a telaio equivalente.

In questa sede si continua a lavorare su un modello a base fissa, cioè con incastro al piede di tutti gli elementi verticali.

Per i nuclei ascensori la modellazione con elementi frame è molto semplice, basta infatti definire le sezioni dei setti perimetrali e disegnarli come si fa per qualsiasi altro elemento verticale.

Per la scala occorre definire le sezioni degli elementi frame rappresentativi delle rampe e dei pianerottoli di interpiano, ed inoltre dei braccetti rigidi, cioè degli elementi frame privi di massa ma caratterizzati da elevata rigidezza, utili a ripristinare la continuità delle rampe in prossimità dei pianerottoli.

In un primo momento si è proceduto ad una modellazione a telaio equivalente cercando di eguagliare in termini di modi di vibrare, di periodi e di masse partecipanti, il modello

utilizzato per il progetto simulato. Tale modellazione ha portato a schematizzare i vani scale come raffigurato in *Figura 4.66*, un estratto del vano scala in cui si possono notare:

- I quattro pilastri perimetrali – di colore giallo – che delimitano il vano scala ed ascensore;
- Le travi REP a livello di piano – di colore bianco – che collegano i quattro pilastri perimetrali del vano scala;
- Gli elementi frame, due di colore rosso ed uno di colore giallo, rappresentanti i setti del nucleo ascensore;
- Le rampe della scala, cioè gli elementi frame inclinati di colore grigio;
- I pianerottoli di interpiano costituiti da due elementi ortogonali tra loro, uno di colore blu ed uno di colore verde, per ripristinare la rigidità e la continuità in corrispondenza dei pianerottoli ad angolo; naturalmente il carico si assegna solamente ad uno dei due elementi, così come la massa;
- Gli elementi di colore oro sono i braccetti rigidi;
- I pallini verdi sono i rilasci a flessione.

Inoltre, si possono notare diversi braccetti rigidi:

- A livello di piano è stata realizzata una cerchiatura del nucleo ascensore per ripristinare la funzione scatolare; tale cerchiatura è stata poi collegata alle travi perimetrali;
- Parallelamente alle rampe della scala, sono stati disegnati, tutto attorno al nucleo ascensore, dei braccetti rigidi cercando di rappresentare la rigidità offerta dall'innesto delle rampe all'interno dei setti del nucleo ascensore;
- I braccetti rigidi inclinati – di cui al punto precedente – sono stati collegati ai pianerottoli di interpiano ed ai pilastri perimetrali, divisi in due parti dai pianerottoli stessi.

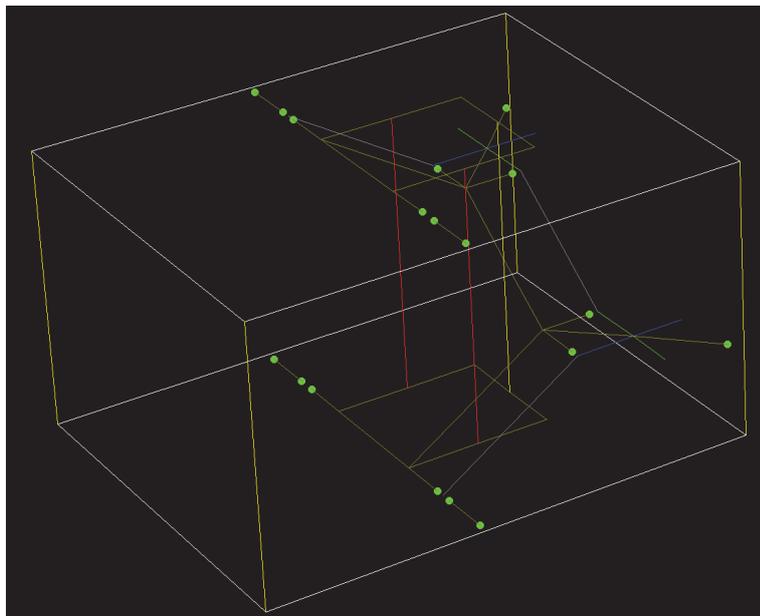


Figura 4.66. Prima ipotesi di modellazione del vano scala con ascensore (*SAP2000*).

Eseguendo l'analisi modale è stato possibile confrontare questa soluzione di modellazione con quella di partenza. Come si può osservare in Tabella 4.37, sia i periodi che le masse partecipanti sono molto simili tra i due modelli a confronti, perciò la modellazione a telaio equivalente si può considerare coerente al modello di partenza.

Tabella 4.37. Confronto dell'analisi modale tra il modello di partenza, costituito da vani scala e nuclei ascensore come elementi shell, e la prima ipotesi di modello a telaio equivalente.

Modello di partenza					Modello a telaio equivalente				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ	Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	1,58	0,01	0,01	0,67	1	1,59	0,01	0,01	0,68
2	1,40	0,65	0,00	0,01	2	1,36	0,66	0,00	0,00
3	1,25	0,00	0,67	0,00	3	1,25	0,00	0,68	0,00
4	0,45	0,00	0,00	0,13	4	0,46	0,00	0,00	0,12
5	0,33	0,01	0,15	0,00	5	0,36	0,00	0,13	0,00
6	0,32	0,16	0,01	0,00	6	0,34	0,15	0,00	0,00

La soluzione di modellazione appena descritta corrisponde praticamente al modello di partenza, tuttavia non rappresenta al meglio la realtà. Infatti, come già ampiamente descritto al paragrafo 4.2.4, nel febbraio del 2021 sono stati eseguiti approfondimenti d'indagine sui vani scala che hanno messo in luce l'assenza d'incastro tra la scala ed i setti del nucleo ascensore. Per questo motivo la prima ipotesi di modellazione è stata scartata, o meglio è stata modificata al fine di rappresentare in maniera più coerente l'edificio esistente.

La modellazione più vicina alla realtà si ritiene quella in *Figura 4.67*, descritta di seguito. Sono stati eliminati del tutto i braccetti rigidi paralleli alle rampe della scala, la quale è stata connessa solamente ai pilastri perimetrali, a livello dei pianerottoli di interpiano, mediante braccetti rigidi rilasciati a flessione. Inoltre, anche la cerchiatura del nucleo ascensore a livello di piano è stata modificata: come si può notare i braccetti rigidi sono stati inseriti come collegamento a C tra i setti, mentre, frontalmente, dove è presente l'apertura per accedere all'ascensore, il collegamento tra i setti e l'impalcato è affidato a cordoli in c.a. (di colore viola). Le rampe di partenza e di arrivo appoggiano su braccetti rigidi di collegamento tra il nucleo ascensore e le travi che delimitano il vano.

Si fa presente che nella modellazione del nucleo ascensore non si tiene conto dei setti frontali, cioè quelli dove ad ogni elevazione sono presenti le aperture.

Nella *Tabella 4.38* si riporta il confronto tra l'analisi modale del modello di partenza, a sinistra, e l'analisi modale del modello a telaio equivalente, a destra, aggiornato secondo gli approfondimenti di indagini. Come si può notare il modello a telaio equivalente aggiornato risulta più flessibile, infatti i periodi si alzano a causa dell'assenza di collegamento tra scale e relativi nuclei ascensori. I modi di vibrare risultano gli stessi così come le masse partecipanti: il primo modo si mantiene sempre rotazionale, il secondo traslazionale in X, mentre il terzo traslazionale in Y.

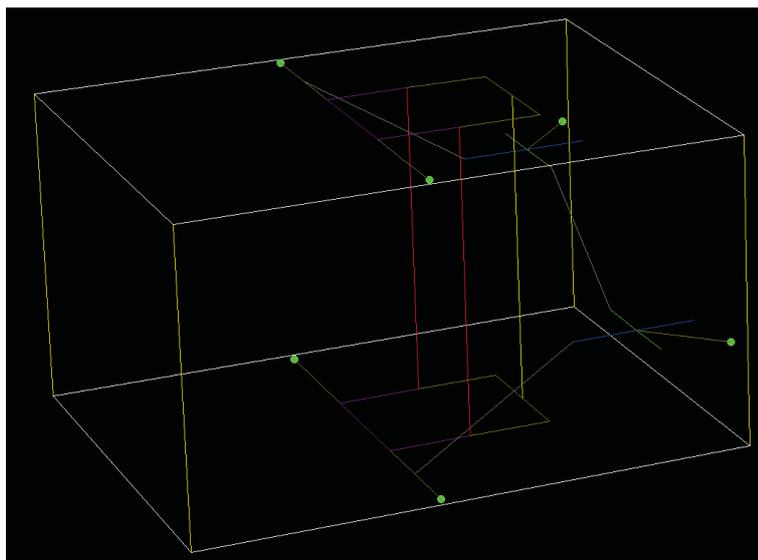


Figura 4.67. Modellazione del vano scala con ascensore mediante elementi frame (*SAP2000*).

Tabella 4.38. Confronto tra l'analisi modale del modello di partenza ed il modello a telaio equivalente.

Modello di partenza					Modello a telaio equivalente				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ	Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	1,58	0,01	0,01	0,67	1	1,81	0,03	0,01	0,65
2	1,40	0,65	0,00	0,01	2	1,63	0,62	0,00	0,03
3	1,25	0,00	0,67	0,00	3	1,47	0,00	0,68	0,01
4	0,45	0,00	0,00	0,13	4	0,55	0,00	0,00	0,12
5	0,33	0,01	0,15	0,00	5	0,44	0,00	0,13	0,00
6	0,32	0,16	0,01	0,00	6	0,40	0,17	0,00	0,00

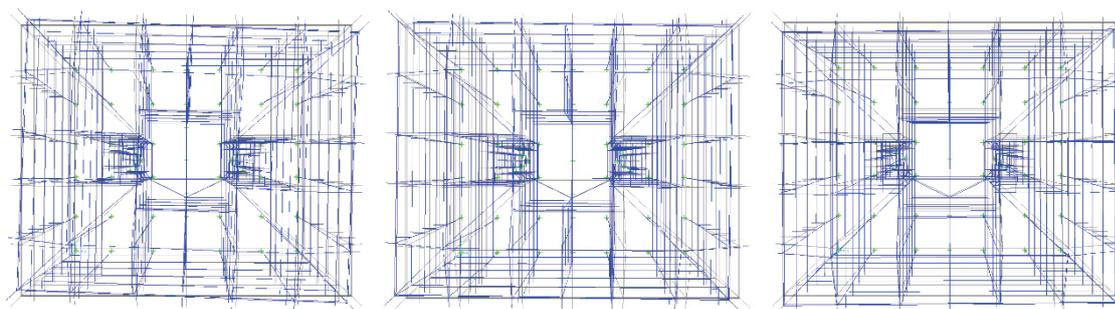


Figura 4.68. Analisi modale del modello a telaio equivalente, da sinistra a destra le viste dall'alto rispettivamente di: modo 1 $T=1,81$ s, modo 2 $T=1,63$ s e modo 3 $T=1,47$ s (*SAP2000*).

Viste le indagini condotte, si ritiene corretto procedere con questa seconda ipotesi di modellazione a telaio equivalente sia per la valutazione della capacità che per il progetto dell'intervento.

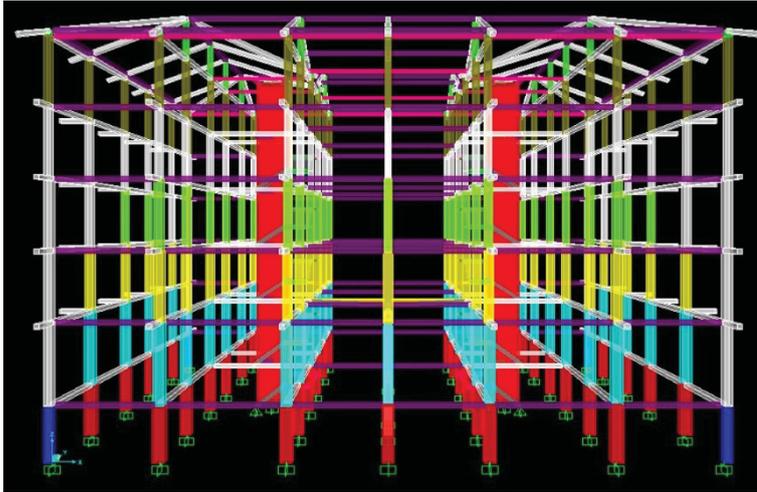
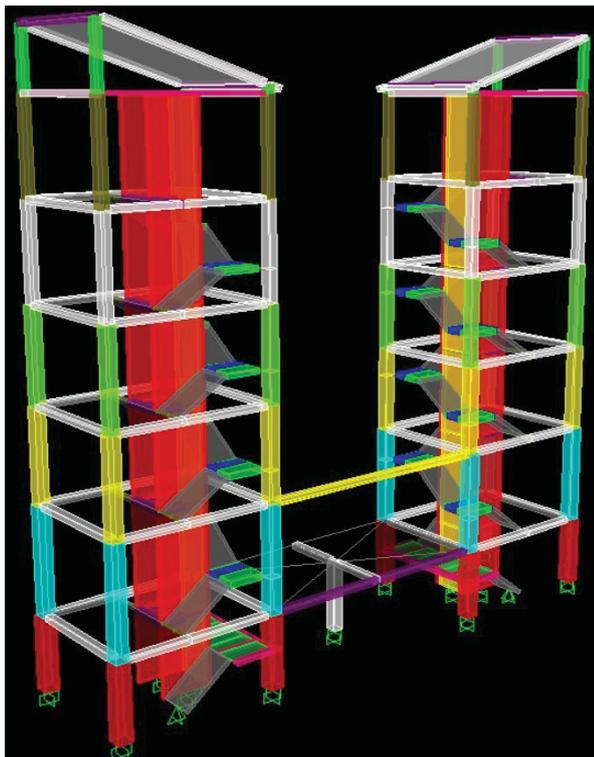
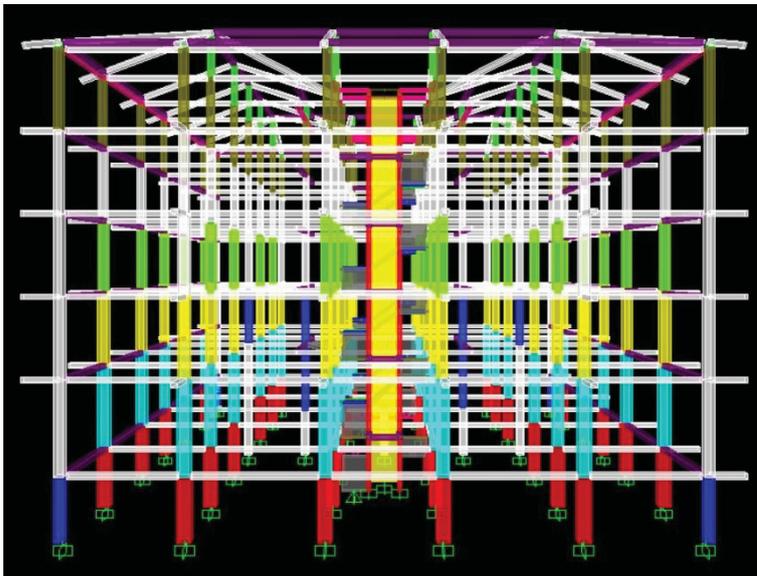


Figura 4.69. Modello FEM a telaio equivalente: in alto vista lato Nord, nel centro vista lato Est, in basso vista dei due vani scale con relativi nuclei ascensori (SAP2000).



4.4.4. Inserimento delle armature negli elementi strutturali

Sulla base delle indagini effettuate e dei risultati ottenuti dal progetto simulato, si procede all'inserimento delle armature negli elementi strutturali.

L'acciaio utilizzato per tutte le armature è l'acciaio Aq60, caratterizzato, come descritto al paragrafo 4.2.7, da una tensione di snervamento di 460 N/mm² e da una tensione di rottura di 665 N/mm².

Per quanto riguarda i pilastri si considera un copriferro di 3 cm, un'armatura longitudinale costituita da $\phi 16$ ed un'armatura trasversale formata da $\phi 8$. Per il numero di barre longitudinali e per il passo delle staffe si rimanda al 4.3.5.

I setti dei nuclei ascensori si armano con dei $\phi 12$ longitudinali e con dei $\phi 6$ trasversali, considerando sempre un copriferro di 3 cm. Per il numero delle barre longitudinali e per il passo delle staffe dei setti si rimanda al 4.2.5.

Relativamente alle travi REP ed alle travi in direzione ortogonale ad esse si inseriscono delle armature semplificate, senza fare distinzioni tra un impalcato e l'altro.

In particolare, per quanto riguarda le travi REP si considera superiormente un'armatura costituita da $2\phi 22+1\phi 28$, mentre inferiormente $3\phi 12$. Si trascura del tutto il contributo del piatto d'acciaio da 250 mm x 6 mm.

Invece, le travi ortogonali alle REP, costituite da una coppia di travetti di solaio affiancati tra loro, si armano con $2\phi 12$ sia superiormente che inferiormente.

4.4.5. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, comunemente detta analisi di pushover, permette di valutare il comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali, considerando le non linearità presenti nella struttura.

Le non linearità possono essere di due tipologie:

- Non linearità geometriche, cioè gli effetti del secondo ordine conseguenza della rimozione dell'ipotesi di piccoli spostamenti;
- Non linearità meccaniche, dovute al comportamento inelastico dei materiali quali calcestruzzo ed acciaio.

Generalmente gli effetti derivanti dalle non linearità geometriche, a differenza di quelli causati dal comportamento dei materiali, possono essere trascurati e quindi è possibile confondere la configurazione deformata con quella indeformata.

L'analisi di pushover consiste in due fasi:

- 1) Applicazione dei carichi gravitazionali sulla struttura secondo la combinazione quasi permanente;
- 2) Applicazione, per la direzione dell'azione sismica considerata, di un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, aventi risultante pari al taglio alla base F_b .

Il sistema di forze orizzontali può essere proporzionale alle masse dell'edificio (PushMassa) oppure ai modi di vibrare dell'edificio (PushMod). Le forze orizzontali naturalmente vengono applicate lungo entrambe le direzioni dell'azione sismica, X e Y, sia in verso positivo che in verso negativo. Tali forze vengono incrementate per step successivi in maniera crescente fino a provocare condizioni di collasso locale o globale e

finché il punto di controllo, da noi stabilito, non raggiunge lo spostamento obiettivo d_c (spostamento target). Solitamente il punto di controllo coincide con il baricentro dell'impalcato del sottotetto.

Monitorando step per step il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo si ottiene il diagramma F_b-d_c che rappresenta la curva di capacità della struttura.

4.4.6. Non linearità meccaniche

Come anticipato, le non linearità meccaniche sono dovute al comportamento inelastico dei materiali, primi fra tutti calcestruzzo ed acciaio.

Il legame costitutivo $\sigma - \varepsilon$ del calcestruzzo a compressione è caratterizzato da un andamento lineare fino a valori di tensione pari al 30%-40% di quella massima, quindi inizia a diffondersi la microfessurazione interna causando una riduzione progressiva della rigidità. Al raggiungimento della resistenza massima a compressione si manifestano macrofessure ed il legame costitutivo inizia a percorrere un ramo decrescente.

Come si può notare in *Figura 4.70*, il confinamento offerto dall'armatura trasversale migliora notevolmente il legame costitutivo del calcestruzzo.

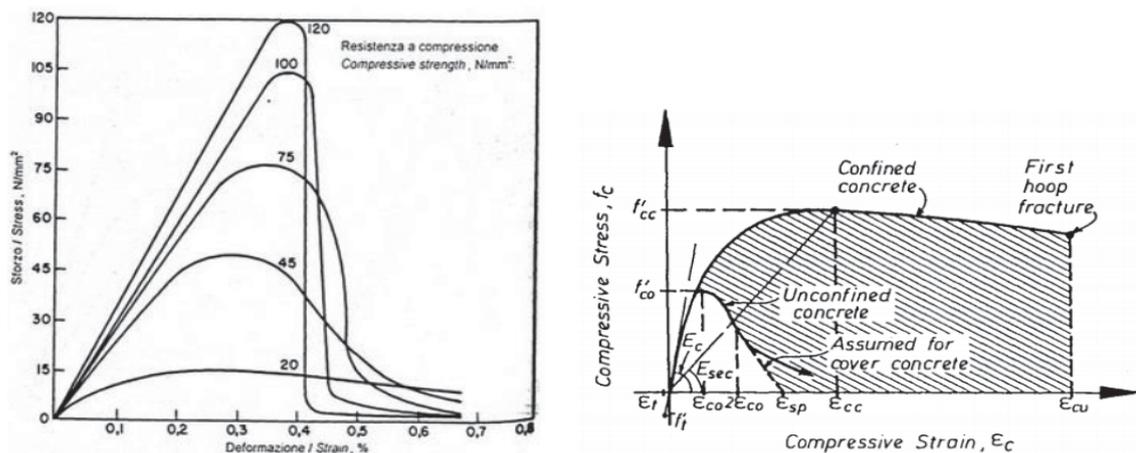


Figura 4.70. Legame costitutivo del calcestruzzo (a sinistra) e influenza del confinamento offerto dall'armatura trasversale (a destra).

Invece, il legame costitutivo $\sigma - \varepsilon$ dell'acciaio a trazione è caratterizzato da un comportamento elastico lineare fino al raggiungimento dello snervamento, poi da una fase plastica più o meno incrudente in funzione del tipo di acciaio.

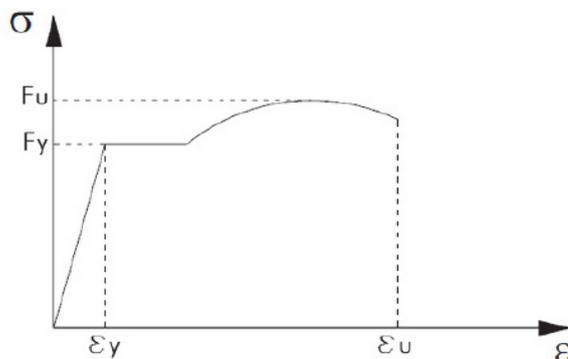


Figura 4.71. Legame costitutivo dell'acciaio sottoposto a trazione.

Se dal legame costitutivo è possibile osservare quanto un materiale sia più o meno duttile, a livello di sezione la duttilità può essere definita come la capacità di sopportare elevate

domande di curvatura in campo plastico senza eccessiva riduzione di momento resistente. Perciò si parla di diagramma momento-curvatura $M - \chi$: ad ogni momento applicato M , con sforzo assiale nullo in caso di flessione semplice oppure con sforzo assiale costante in caso di presso-flessione, corrisponde una curvatura χ della sezione. La curvatura χ è l'inverso del raggio di curvatura r della sezione.

L'area sottesa al diagramma momento-curvatura rappresenta l'energia per unità di lunghezza immagazzinata dall'elemento.

Nel caso di sezioni in c.a. il diagramma $M - \chi$ può essere semplificato attraverso una bilineare, dove la curvatura di snervamento coincide con lo snervamento dell'acciaio, mentre la curvatura ultima con la deformazione ultima a compressione del calcestruzzo.

La duttilità a livello di elemento è rappresentata dalla formazione di plasticizzazioni, cioè zone in cui si ha dissipazione di energia per effetto del danneggiamento.

4.4.7. Modello a plasticità concentrata

Per tenere conto delle non linearità meccaniche, è possibile procedere attraverso due modellazioni differenti:

- Modellazione a plasticità concentrata, si ipotizza la posizione della formazione delle plasticizzazioni cioè delle cerniere plastiche;
- Modellazione a plasticità diffusa, in cui si considerano le non linearità diffuse in tutte le parti della struttura.

Nel caso oggetto di studio, si procede all'analisi di un modello a plasticità concentrata: le cerniere plastiche rappresentano dunque le zone degli elementi strutturali dove si concentra il comportamento anelastico; al di fuori di tali zone gli elementi rimangono in campo elastico.

Per l'inserimento delle cerniere plastiche si procede tramite la modellazione delle cerniere automatiche proposta dal SAP2000, secondo American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

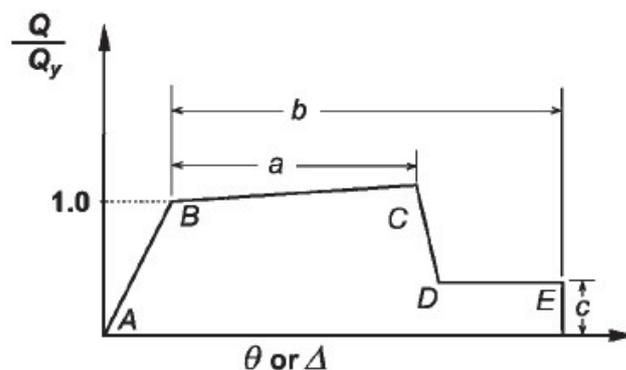


Figura 4.72. Legame costitutivo della cerniera plastica, *American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, p. 117.*

Il legame momento-curvatura delle cerniere automatiche, rappresentato in *Figura 4.72*, è definito attraverso i parametri a , b e c tabellati nella normativa ASCE:

- a rappresenta la rotazione della cerniera plastica dal superamento dello snervamento (B) per tutta la durata dell'incrudimento (B-C);
- b rappresenta la rotazione della cerniera plastica a rottura (E);
- c è il rapporto tra la resistenza residua e la resistenza iniziale.

Le variabili a , b e c dipendono dai seguenti parametri:

- 1) $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ per le travi, dove ρ e ρ' sono i rapporti geometrici di armatura tesa e compressa, mentre ρ_{bal} è il rapporto geometrico di armatura tesa determinato in corrispondenza della deformazione ultima del calcestruzzo e dello snervamento dell'acciaio;
- 2) $\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$ dove V è il taglio di progetto;
- 3) Conformità delle armature trasversali, si considerano conformi le staffe chiuse con passo $s < d/3$ e che assorbono un taglio maggiore dei 3/4 del taglio di progetto V ;
- 4) $\frac{P}{A_g \cdot f'_c}$ per i pilastri in sostituzione del parametro 1), dove P è lo sforzo assiale agente nella sezione e A_g è l'area della sezione trasversale.

Per travi e pilastri le tabelle di riferimento contenenti i parametri a , b e c sono rispettivamente Table 10-7 e Table 10-8 presenti nella ASCE 41-13 e di seguito riportate.

Tabella 4.39. Table 10-7, *Asce 41-13*.

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)	a	b	Residual Strength Ratio c	Plastic Rotations Angle (radians)	
Performance Level							IO	LS
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^d								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Tabella 4.40. Table 10-8, *ASCE 41-13*.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio		Plastic Rotations Angle (radians)		
				Performance Level		
	a	b	c	IO	LS	CP
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_s f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Per le travi il valore del momento a snervamento di una cerniera flessionale è calcolato attraverso la seguente relazione.

$$M_y = \frac{A_s^2 \cdot f_y^2}{4} \cdot \left(\frac{4d}{A_s \cdot f_y} - \frac{2}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Per quanto riguarda i pilastri, a cui generalmente si assegnano delle cerniere presso/tenso-flessionali, il software determina in automatico i legami delle cerniere in funzione del valore dello sforzo assiale.

Inoltre, della *Figura 4.72* si fa notare che:

- La pendenza del tratto tra i punti B e C è assunta pari al 10% per tenere conto dell'incrudimento dell'acciaio;
- La rotazione in corrispondenza del punto B vale $\theta_y = 0$, in ipotesi di legame costitutivo rigido plastico.

Nel presente caso si assegnano le seguenti cerniere plastiche:

- Cerniere PMM presso/tenso-flessionali ai pilastri, al piede ed alla testa di ciascuna elevazione (*Figura 4.73*);

- Cerniere PMM presso/tenso-flessionali al piede dei setti dei nuclei ascensori;
- Cerniere M flessionali alle estremità di ciascuna trave (Figura 4.74).

Ai pilastri interrotti dai pianerottoli di interpiano della scala, le cerniere sono state assegnate anche all'intradosso ed all'estradosso dell'intersezione tra pianerottoli e pilastri stessi.

Inoltre, si fa presente che in testa ai pilastri del sottotetto sono stati assegnati dei rilasci flessionali, vista l'incertezza sul grado di incastro tra gli stessi pilastri e le travi delle falde di copertura.

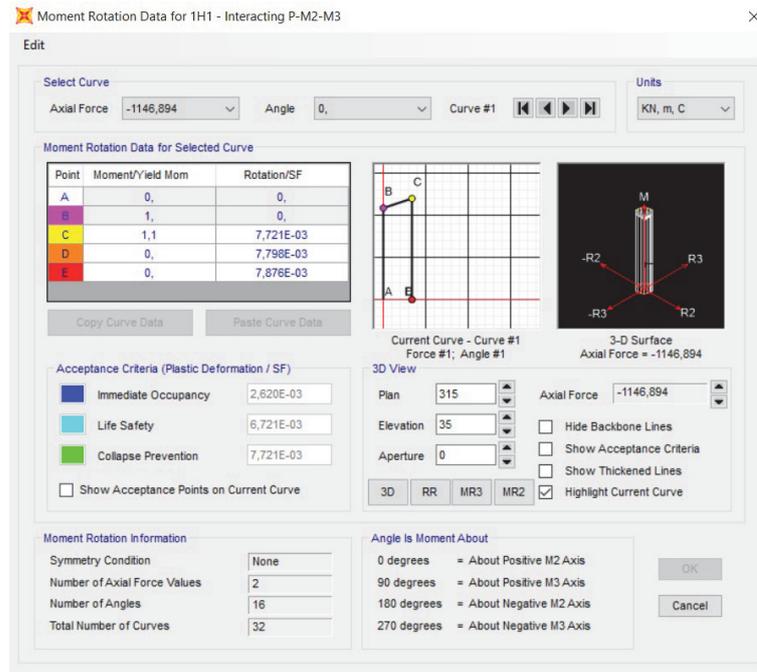


Figura 4.73. Esempio di cerniera PMM presso/tenso-flessionale assegnata ai pilastri ed ai setti dei nuclei ascensori (SAP2000).

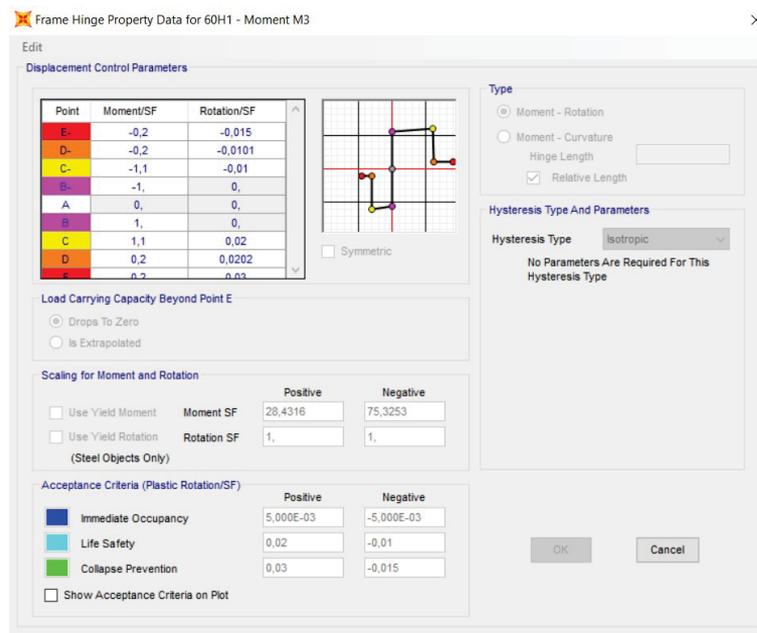


Figura 4.74. Esempio di cerniera M flessionale assegnata alle travi (SAP2000).

Nelle figure appena riportate si possono notare i valori di momento e di rotazione del legame costitutivo: in particolare il punto C coincide con il raggiungimento della rotazione corrispondente allo SLC (Collapse Prevention secondo ASCE 41-13).

4.5. VALUTAZIONE DELL'INFLUENZA DELLE TRAVI NEI CONFRONTI DELLE AZIONI ORIZZONTALI

Per la determinazione dell'incidenza in termini di rigidezza e di capacità delle travi del Collegio Fazzini, sono stati confrontati i risultati dell'analisi di pushover eseguita su differenti modelli:

- Modello A (*Figura 4.75*) caratterizzato da
 - Cerniere PMM ai pilastri ed alla base dei setti dei nuclei ascensori;
 - Rilasci flessionali assegnati a tutte le travi, sia alle travi REP che a quelle trasversali ad esse;
- Modello B (*Figura 4.76*) caratterizzato da
 - Cerniere PMM ai pilastri ed alla base dei setti dei nuclei ascensori;
 - Travi considerate elastiche, quindi senza rilasci flessionali e senza cerniere M;
- Modello C caratterizzato da
 - Cerniere PMM ai pilastri ed alla base dei setti dei nuclei ascensori;
 - Cerniere M a tutte le travi.

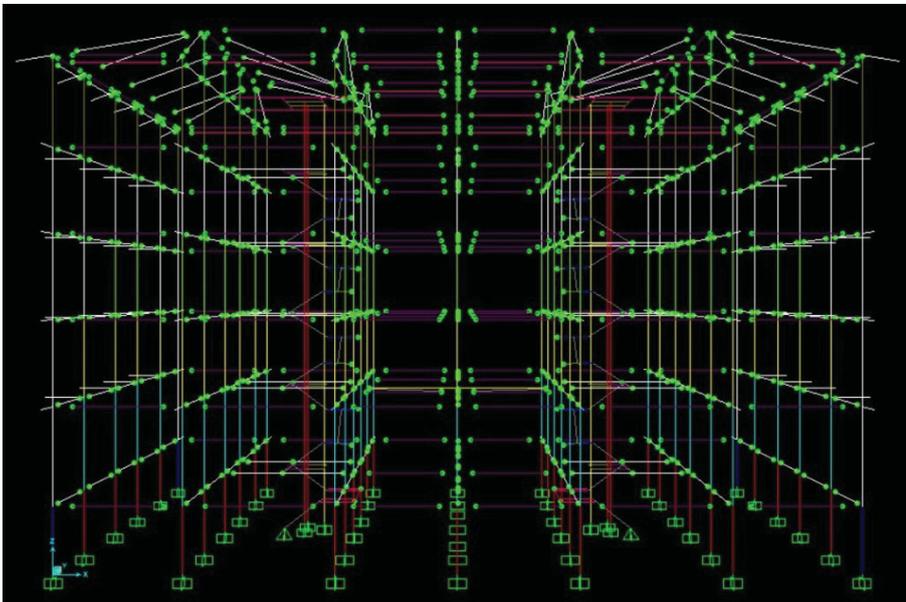


Figura 4.75. Modello A con rilasci flessionali a tutte le travi (*SAP2000*).

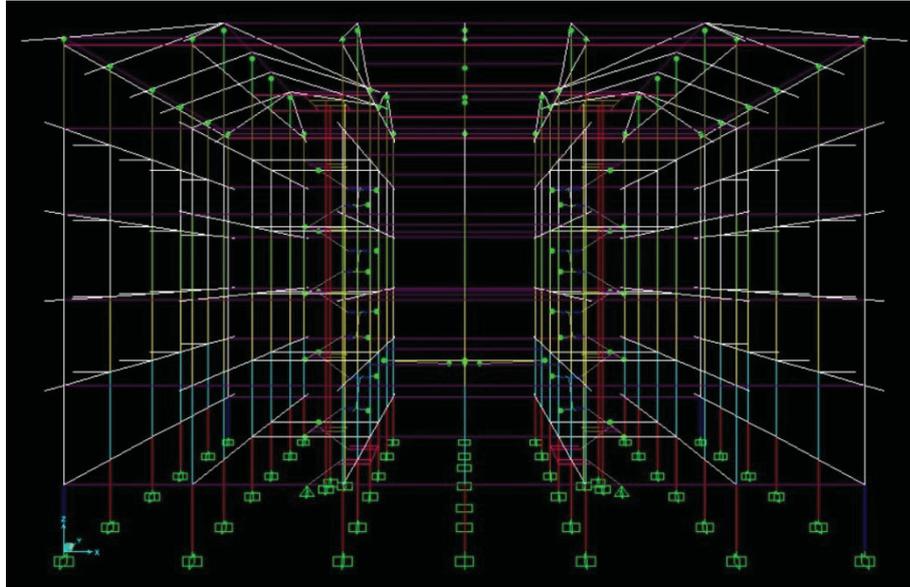
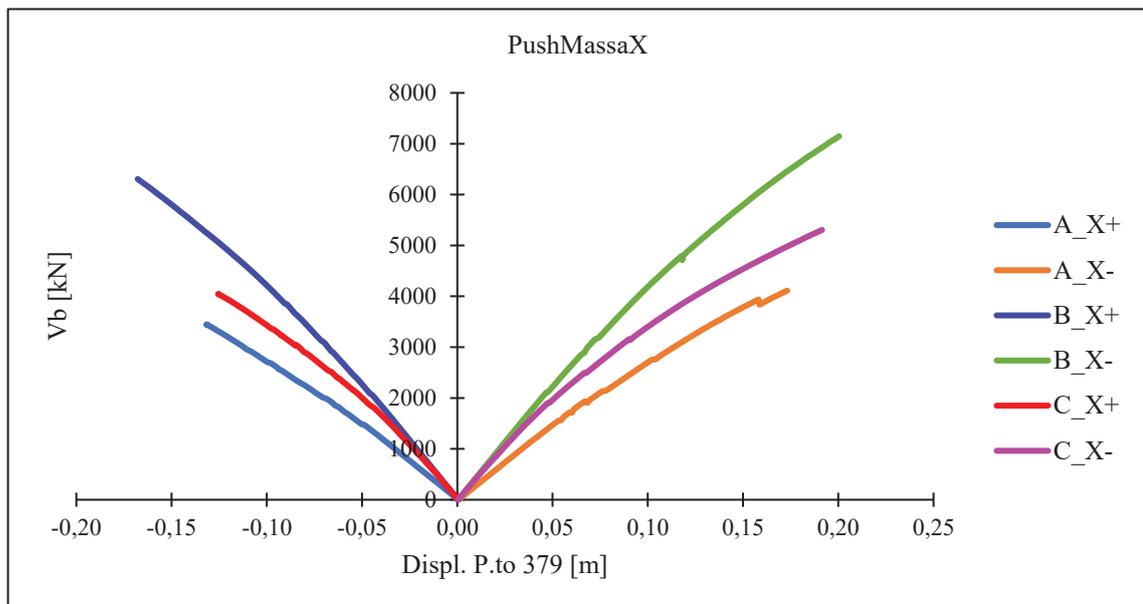
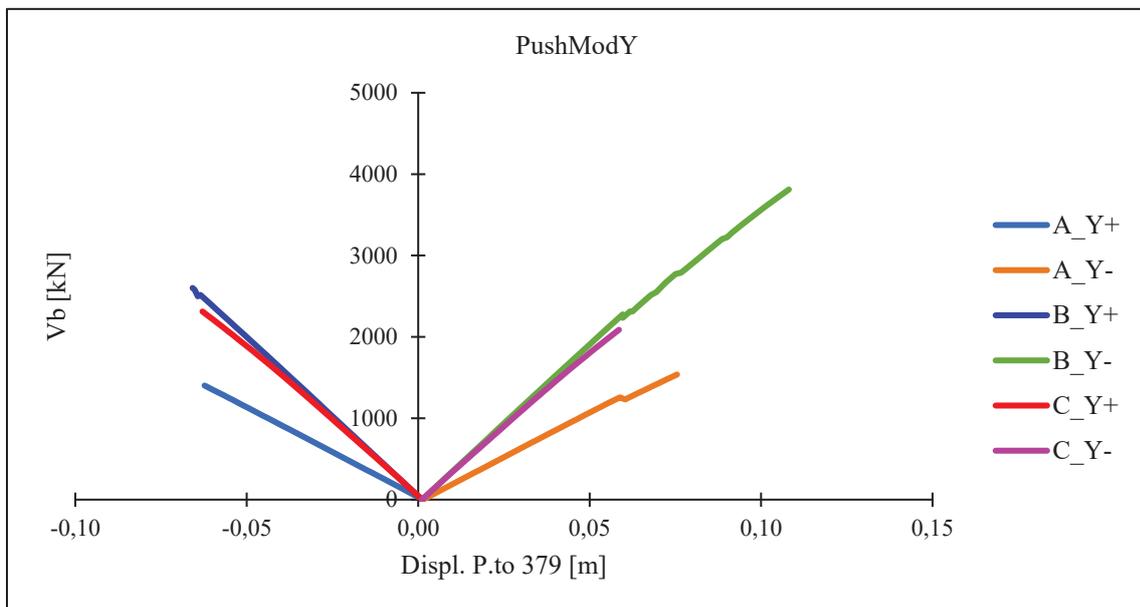
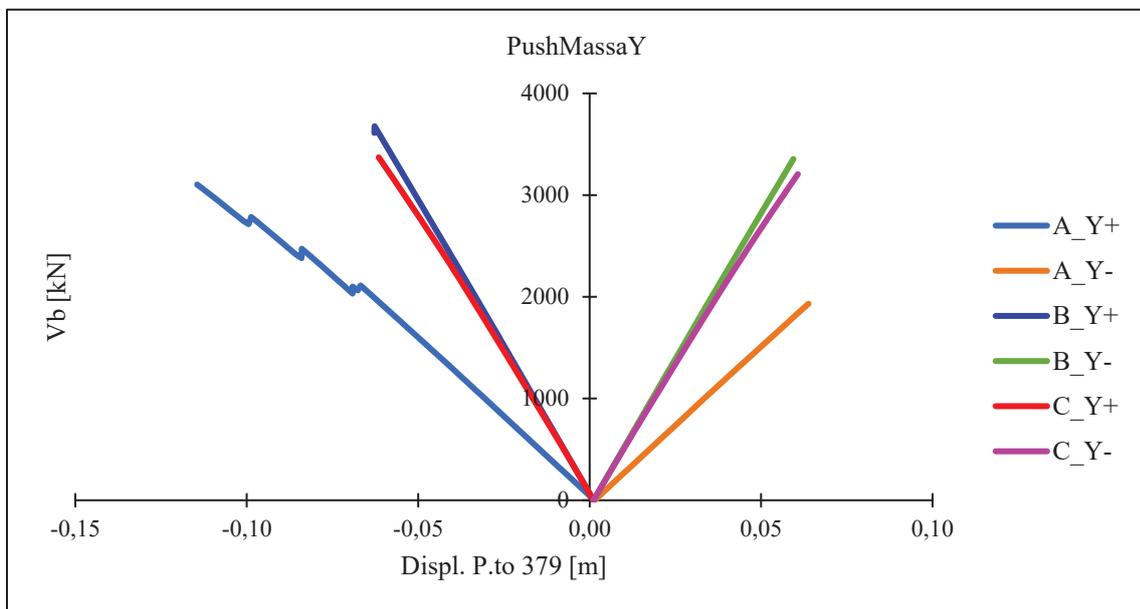
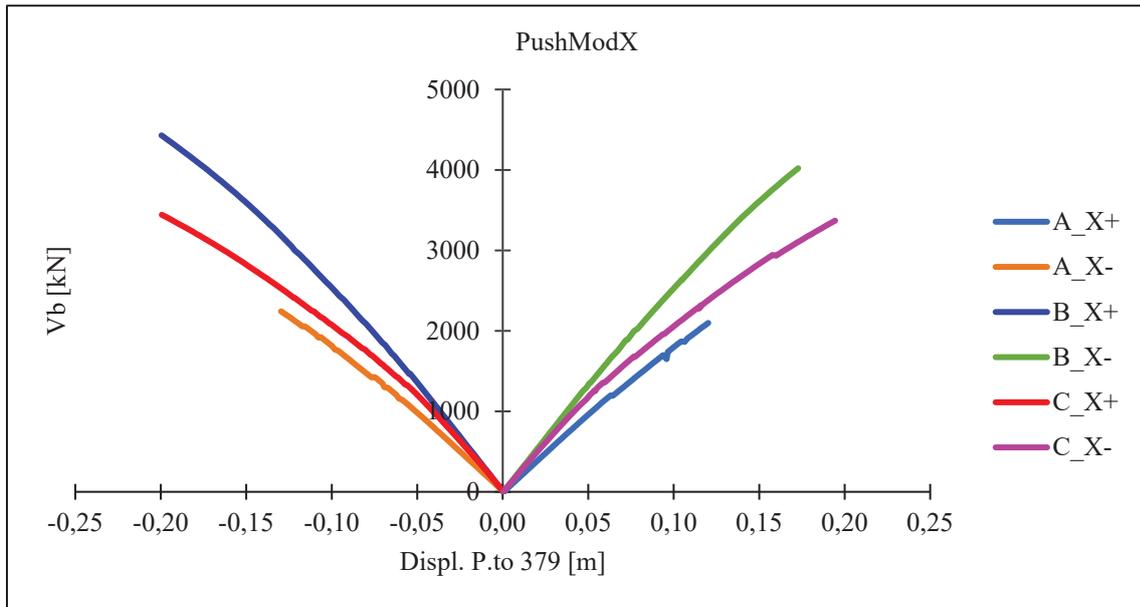


Figura 4.76. Modello B senza rilasci flessionali alle travi (*SAP2000*). Gli unici rilasci sono quelli in testa ai pilastri del sottotetto ed ai braccetti rigidi dei vani scale.

Di seguito si riportano le curve di capacità dei modelli appena descritti: in ordinata è riportato il taglio alla base V_b mentre in ascissa lo spostamento del punto di controllo fissato. Dato che il baricentro dell'impalcato del sottotetto ricade all'interno della corte interna, si fissa il punto di controllo in corrispondenza del pilastro 15, pilastro in posizione centrale sul perimetro del cortile interno (*Figura 4.39*).

Si ricorda che le travi REP sono ordite in direzione Y, invece in direzione X, solo perimetralmente, sono presenti travi formate da travetti di solaio affiancati tra loro.





Dal confronto delle curve di capacità dei modelli A e B sopra riportate, sia per i casi di spinta proporzionali alle masse (PushMassa) che per quelli proporzionali ai modi di vibrare (PushMod), si può osservare che le travi presenti nell'edificio complessivamente apportano un incremento di capacità oltre che di rigidità. Infatti, il taglio alla base V_b sopportato dal modello B è sempre maggiore rispetto a quello del modello A, così come la pendenza della curva di pushover.

Visto il divario tra i modelli A e B, le travi presenti nel Fazzini hanno una certa importanza, nonostante esse siano tutte a spessore di solaio; perciò, non possono essere considerate come elementi secondari.

Si ritiene necessario tenere conto della loro capacità dissipativa, quindi si procede nello studio con il modello C, in cui le travi presentano cerniere flessionali M alle estremità. Le curve di capacità del modello C sono comprese, come si può osservare nei grafici precedenti, tra quelle del modello A (travi rilasciate a flessione) e quelle del modello B (travi elastiche).

In direzione Y l'edificio è più rigido, infatti i telai monodirezionali, costituiti da pilastri gettati in opera e travi REP, sono orditi in questa direzione.

Come si può vedere, non sempre le analisi convergono: lo spostamento target fissato, pari a 20 cm in direzione X ed a 15 cm in direzione Y, non sempre viene raggiunto.

4.6. APPROFONDIMENTI DI MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI DEI NUCLEI ASCENSORI

La fondazione del Collegio Fazzini è di tipo superficiale costituita da plinti collegati mediante cordoli orditi nella sola direzione dei telai monodirezionali. Solo perimetralmente sono presenti cordoli in direzione ortogonale.

Secondo le dichiarazioni del costruttore, i due nuclei ascensori sarebbero sostenuti da una zattera maggiormente approfondita, rispetto alla quota d'imposta dei plinti dei pilastri, per consentire la realizzazione della fossa dell'ascensore. Però questo non è stato verificato in sede di indagini.

Fino ad ora è stato sempre studiato un modello a base fissa, considerando l'incastro al piede di tutte le pilastrate ed anche dei setti dei due nuclei ascensori.

Quindi ora è interessante valutare come cambia il comportamento dell'edificio in caso di grado di incastro non perfetto al piede dei nuclei ascensori. In particolare, mantenendo l'incastro al piede dei pilastri, si modellano le fosse dei due nuclei ascensori schematizzando il terreno mediante molle alla Winkler.

4.6.1. Indagine geologica

Dall'indagine geologica a disposizione, eseguita nell'ottobre del 2016 dal Geologo Dr. Gian Luca Faustini, è possibile ricavare informazioni relative alla stratigrafia del terreno in situ, alla caratterizzazione geotecnica dei terreni ed alla caratterizzazione sismica del sito.

Dai sondaggi effettuati, S1 a valle del fabbricato (lato Sud) ed S2 a monte del fabbricato (lato Nord), è stato possibile ricostruire la stratigrafia del terreno:

- Terreno di riporto (spessore 25 cm) costituito da pietrisco e ghiaie sovrastate da manto di asfalto;
- Depositi eluvio-colluviali (spessore variabile da circa 0,50 m a 2,25 m) costituiti da limi sabbioso argillosi e argilloso sabbiosi dalle seguenti caratteristiche meccaniche
 - o Peso di volume $\gamma = 1,90 - 1,95 \text{ gr/cm}^3$;
 - o Coesione non drenata $C_u = 0,22 - 0,60 \text{ kg/cm}^2$;
 - o Angolo d'attrito interno $\varphi' = 24 - 26^\circ$;
- Substrato formato dalla Formazione delle arenarie di Camerino, cioè alternanza in strati sottili di argille siltose sovraconsolidate e di livelli sabbiosi ed arenacei; tale litotipo è suddiviso in substrato alterato ed integro
 - o Substrato alterato (spessore variabile da 1,50 m a 2,00 m)
 - Peso di volume $\gamma = 2,05 - 2,10 \text{ gr/cm}^3$;
 - Coesione non drenata $C_u = 2,20 - 2,60 \text{ kg/cm}^2$;
 - Angolo d'attrito interno $\varphi' = 21 - 22^\circ$;
 - o Substrato integro
 - Peso di volume $\gamma = 2,10 - 2,20 \text{ gr/cm}^3$;
 - Coesione non drenata $C_u = 4,00 - 6,00 \text{ kg/cm}^2$;
 - Angolo d'attrito interno $\varphi' = 18 - 19^\circ$.

Inoltre, dai sondaggi non è stata rilevata la presenza di acqua fino alla profondità di 10 m dal piano campagna, tuttavia – scrive il Geologo – esistono le condizioni favorevoli all'instaurarsi di falde acquifere di carattere stagionale.

Dalle prove sismiche risulta una Categoria B di sottosuolo ed un T1 topografica.

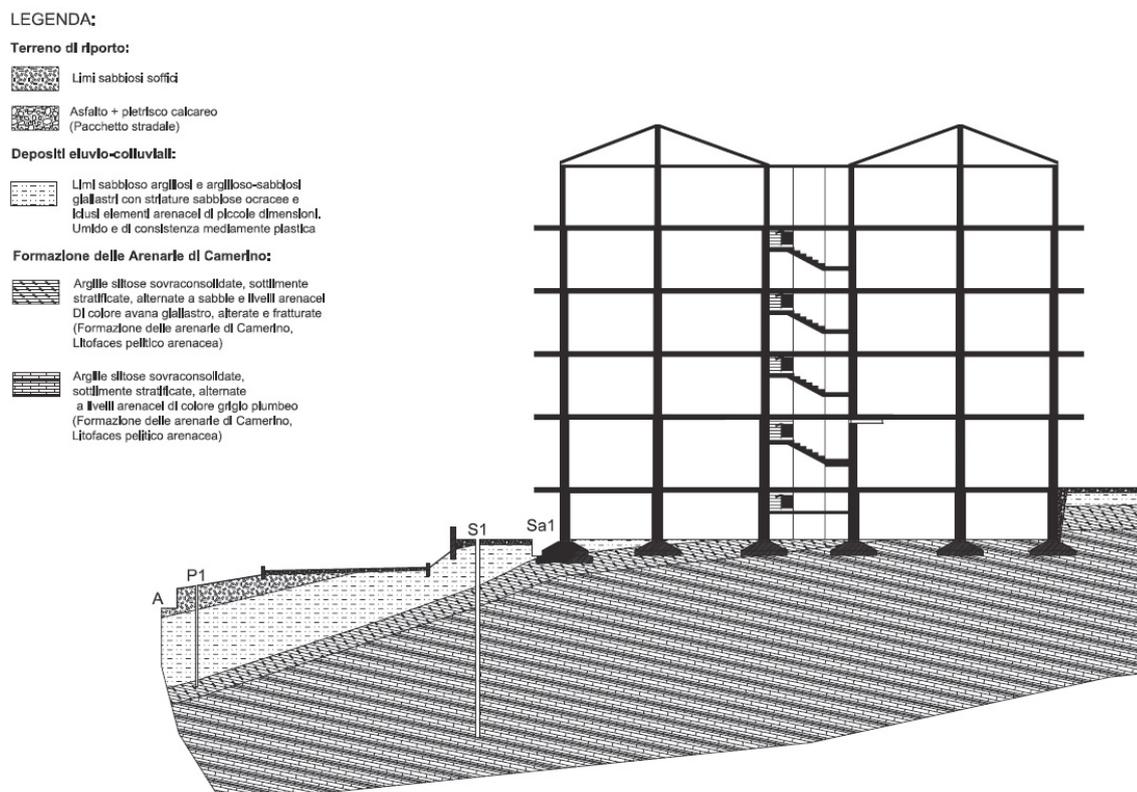


Figura 4.77. Sezione stratigrafica del Collegio Fazzini, da *Relazione geologica a cura del Geologo Dr. Gian Luca Faustini, ottobre 2016.*

Le fondazioni superficiali del Collegio Fazzini risultano impostate all'interno del substrato integro a monte ed all'interno del substrato alterato a valle. Questo si può notare anche dalla sezione stratigrafica presente nella relazione geologica e riportata come *Figura 4.77*.

4.6.2. Modellazione del terreno alla Winkler

Il modello di Winkler caratterizza il sottosuolo tramite una relazione lineare tra il cedimento w in un punto della superficie e la pressione agente p nello stesso punto, indipendentemente da altri carichi applicati in punti diversi:

$$p = k \cdot w$$

dove $k [F \cdot L^{-3}]$ è la costante di sottofondo o coefficiente di reazione del terreno.

La costante di sottofondo k per definizione è data dal rapporto tra la pressione agente p ed il cedimento w . In un terreno reale, il cedimento dipende dal carico applicato, dalle proprietà del terreno, dalla forma e dalle dimensioni della fondazione e dalle caratteristiche del sottosuolo. Perciò il coefficiente di reazione del terreno non è una proprietà del terreno: deve essere valutato caso per caso in funzione del tipo di terreno e di fondazione.

Nel caso oggetto di studio si segue quanto scritto nel libro di *Carlo Viggiani, Fondazioni, Hevelius Edizioni, 2014, 9.3.3. Determinazione di k , p. 264*. Infatti, si sceglie di stimare il valore della costante di sottofondo a partire da quello determinato da prove di carico su piastre standard di forma quadrata o circolare con lato o diametro di 30 cm. Tale costante viene indicata con k_1 e dipende esclusivamente dalle caratteristiche del terreno avendo fissato la forma e la dimensione della piastra.

Essendo il substrato, sia alterato che integro, un terreno prevalentemente coesivo, per la determinazione di k_1 si fa riferimento alla Tabella 9.3. del libro appena citato.

Tabella 4.41. Tabella 9.3., *Carlo Viggiani, Fondazioni, Hevelius Edizioni, 2014, p. 265*.

Consistenza	Compatta ($c_u = 50 \div 100$ kPa)	Molto compatta ($c_u = 100 \div 200$ kPa)	Dura ($c_u > 200$ kPa)
Campo	18 ÷ 35	35 ÷ 70	> 70
Valore consigliato	25	50	100

Tab. 9.3. Valori tipici di k_1 (N/cm^3) per terreni coesivi.
Per estrapolare alla fondazione, v. eq. (9.7)

Noti i valori della coesione non drenata del substrato alterato ed integro, rispettivamente pari a $2,20 - 2,60 \text{ kg/cm}^2$ e $4,00 - 6,00 \text{ kg/cm}^2$, cioè $220 - 260 \text{ kPa}$ e $400 - 600 \text{ kPa}$, il valore consigliato della costante di sottofondo determinata da prova di carico su piastra standard risulta $k_1 = 100 \text{ N/cm}^3$.

Per la determinazione della costante di sottofondo k è possibile utilizzare la seguente formula:

$$k = k_1 \frac{b}{1,5B}$$

in cui b è la larghezza della piastra standard mentre B è la larghezza della fondazione superficiale dell'edificio oggetto di studio.

4.6.3. Modellazione delle fosse dei nuclei ascensori

Vista la presenza, per ciascun nucleo ascensore, di una fossa avente una profondità di circa 1,50 m ed ipotizzando, tra gli interventi sull'edificio, la realizzazione di una soletta armata di 15-20 cm di spessore a quota 0,00 m, al fine di collegare in entrambe le direzioni i plinti di fondazione dell'edificio, si procede alla modellazione seguente.

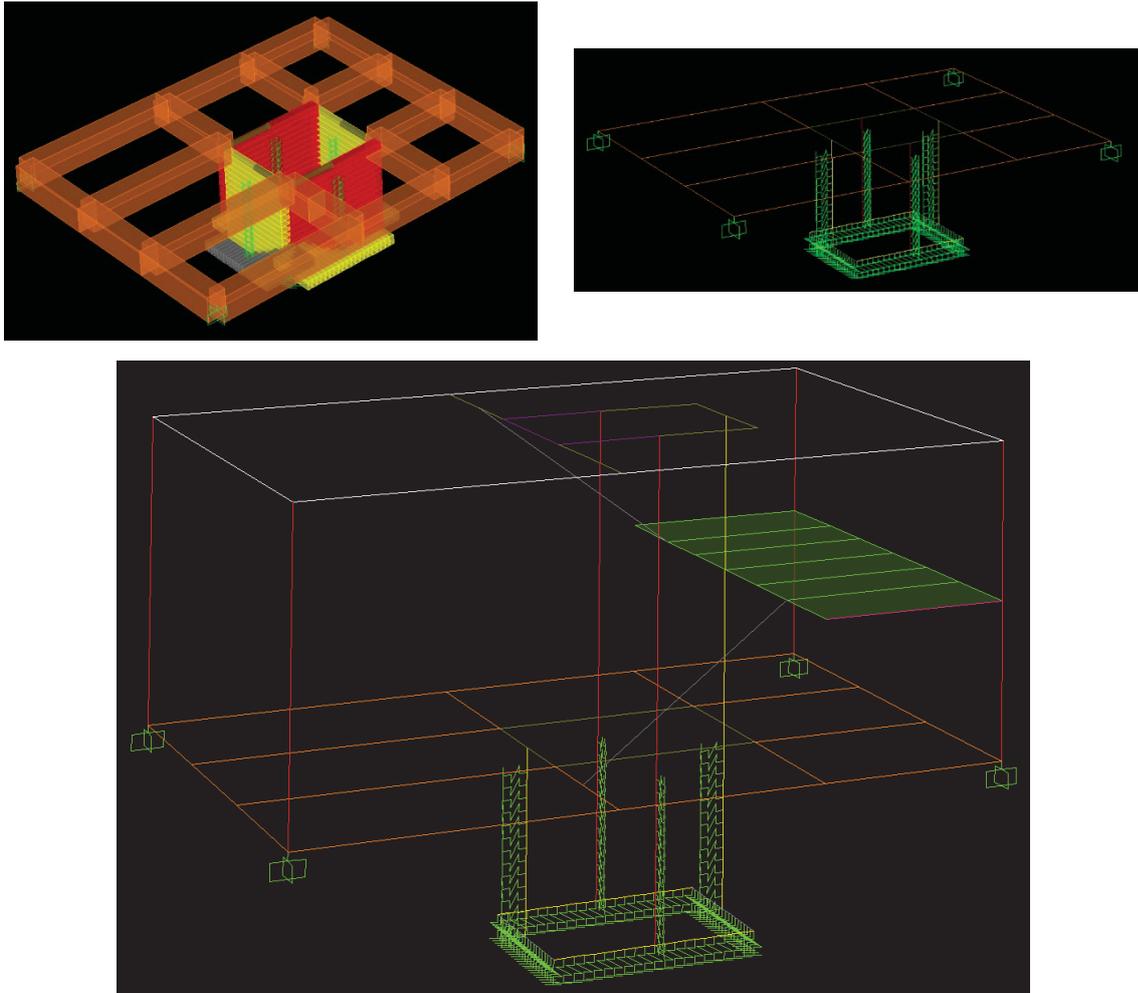


Figura 4.78. Modellazione della fossa ascensore (SAP2000).

Come si può notare in *Figura 4.78*, entrambe le fondazioni dei nuclei ascensori presenti nel Collegio Fazzini sono state così modellate:

- A quota 0,00 m, cioè a livello delle fondazioni del Fazzini, è stato realizzato un graticcio di cordoli di collegamento tra i pilastri, che delimitano il vano scala, e i setti del vano ascensore, per simulare la soletta ipotizzata precedentemente;
- A quota 0,00 m i setti del nucleo ascensore sono stati collegati tra loro con dei braccetti rigidi al fine di ripristinare la funzione scatolare;
- I setti del vano ascensore sono stati approfonditi di 1,50 m al di sotto della quota 0,00 m;

- Al piede dell'approfondimento, i setti sono stati collegati tra loro mediante braccetti rigidi che simulano la soletta alla base della fossa e ripristinano la funzione scatolare del nucleo;
- Gli approfondimenti dei setti sono stati discretizzati ogni 10 cm per la modellazione del terreno laterale attraverso le molle alla Winkler;
- I frame al piede dell'approfondimento sono stati discretizzati ogni 10 cm circa per la modellazione del terreno sottostante mediante le molle alla Winkler.

Tenendo conto delle dimensioni dei nuclei ascensori 180 cm x 160 cm, rispettivamente 180 cm in direzione X e 160 cm in direzione Y, e tenendo conto degli intervalli di discretizzazione dei setti e dei frame al piede degli approfondimenti, si è calcolata la rigidezza k_i da attribuire alle singole molle:

$$k_i = k_x \cdot i_x \cdot \frac{L_y}{2}$$

dove

- $k_x = k_1 \frac{b}{1,5B}$ è la costante di sottofondo calcolata in funzione della larghezza della fossa ascensore nella direzione considerata;
- i_x è l'interasse delle molle alla Winkler nella direzione considerata;
- L_y è la larghezza della fossa ascensore in direzione ortogonale a quella considerata.

I coefficienti di reazione del terreno così risultano:

- Molle verticali
 - o $k = 825,00 \text{ kN/m}$ per le molle verticali ordite in direzione X;
 - o $k = 725,00 \text{ kN/m}$ per le molle verticali ordite in direzione Y;
- Molle orizzontali
 - o $k = 2000,00 \text{ kN/m}$ per tutte le molle orizzontali, cioè rappresentanti la spinta del terreno sulle pareti dei nuclei ascensori.

Dall'analisi modale si può notare che, rispetto al modello a base fissa, l'edificio modellato tenendo conto delle fosse dei vani ascensori risulta appena più flessibile.

Tabella 4.42. Confronto tra l'analisi modale del modello a base fissa e l'analisi modale del modello con fosse ascensori.

Modello a base fissa				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	1,81	0,03	0,01	0,65
2	1,63	0,62	0,00	0,03
3	1,47	0,00	0,68	0,01
4	0,55	0,00	0,00	0,12
5	0,44	0,00	0,13	0,00
6	0,40	0,17	0,00	0,00

Modello con fosse ascensori				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	1,87	0,14	0,03	0,52
2	1,73	0,52	0,00	0,14
3	1,58	0,01	0,67	0,02
4	0,55	0,00	0,00	0,12
5	0,45	0,00	0,12	0,00
6	0,42	0,15	0,00	0,00

Come si può notare in *Tabella 4.42*, la considerazione delle fosse dei nuclei ascensori comporta oltre ad un incremento dei periodi, anche alcune differenze nelle masse partecipanti:

- Il 1° modo da puramente rotazionale nel modello a base fissa, diventa accoppiato roto-traslazionale in X, prevalentemente rotazionale;
- Il 2° modo da puramente traslazione in X, diventa accoppiato roto-traslazionale in X, prevalentemente traslazionale;
- I modi 3° e superiori rimangono praticamente invariati.

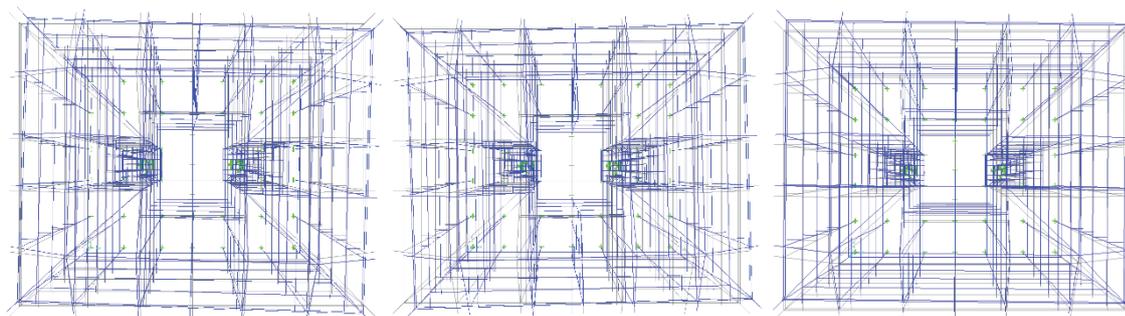


Figura 4.79. Analisi modale del modello con fosse ascensori, da sinistra a destra le viste dall'alto rispettivamente di: modo 1 $T=1,87$ s, modo 2 $T=1,73$ s e modo 3 $T=1,58$ s (*SAP2000*).

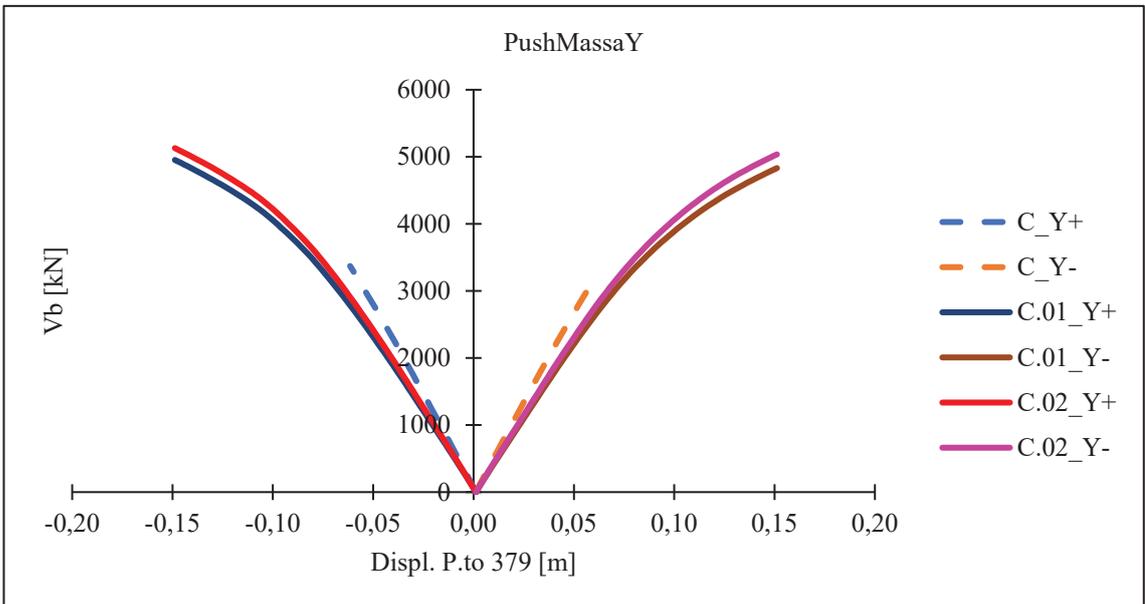
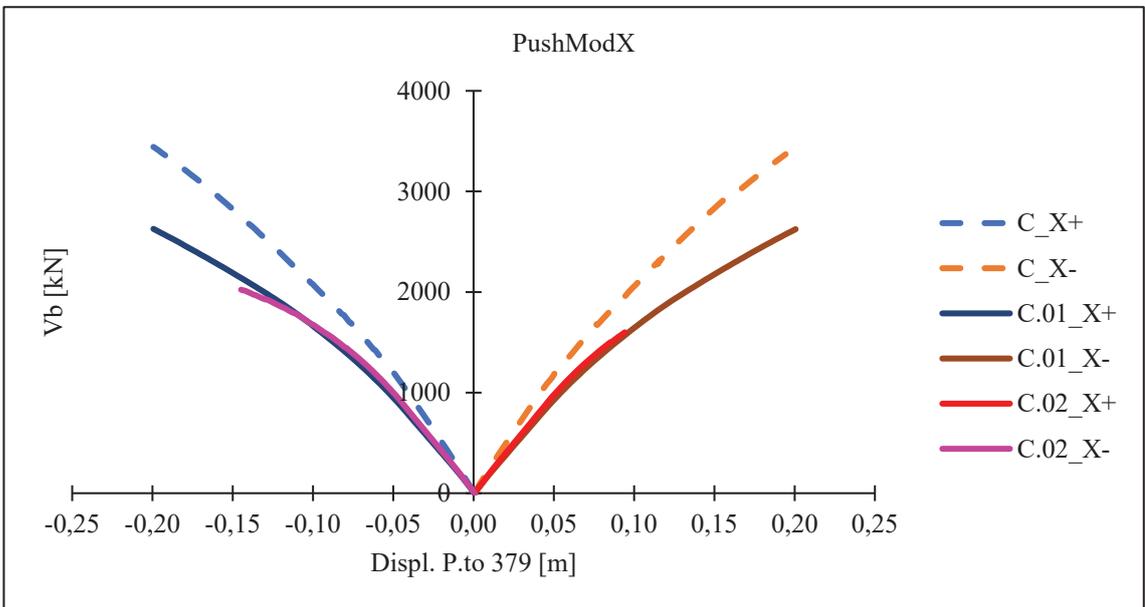
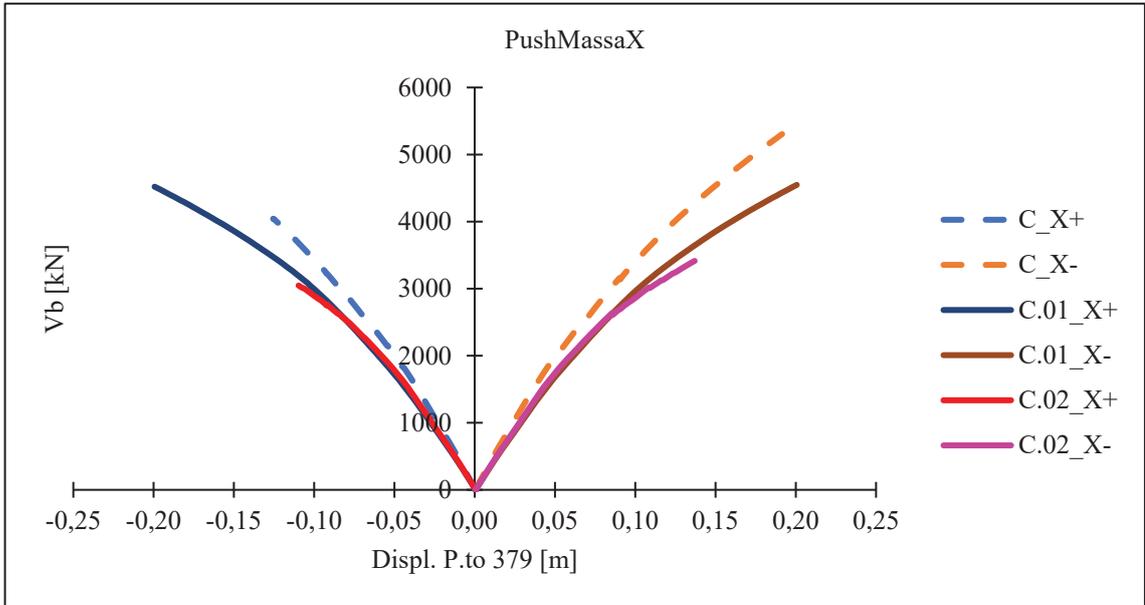
4.6.4. Valutazione dell'influenza delle fosse ascensori nei confronti delle azioni orizzontali

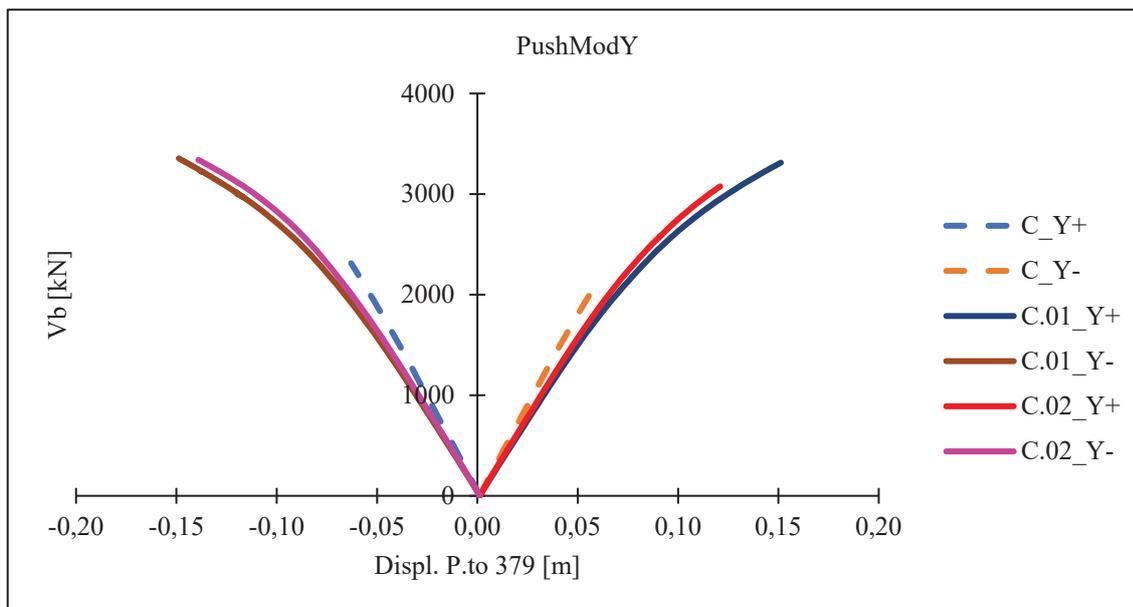
Anche in questo caso, per la valutazione dell'influenza delle fosse dei nuclei ascensori nei confronti delle azioni sismiche, si esegue un'analisi statica non lineare.

In un primo momento le cerniere presso-flessionali dei nuclei ascensori sono state inserite solamente al piede, poi dopo essersi accorti che il diagramma dei momenti non aveva massimo al piede ma alla seconda o terza elevazione, si è deciso di inserire le PMM a tutte le elevazioni dei setti, proprio come per i pilastri.

Nel seguito il confronto delle curve di capacità del modello C a base fissa, con quelle dei modelli aventi le fosse dei due vani ascensori modellate:

- Modello C.01
 - Cerniere PMM ai pilastri a tutte le elevazioni;
 - Cerniere PMM ai setti solo alla base;
 - Cerniere M a tutte le travi;
- Modello C.02
 - Cerniere PMM ai pilastri a tutte le elevazioni;
 - Cerniere PMM ai setti a tutte le elevazioni;
 - Cerniere M a tutte le travi.





Come si può notare dalle curve di capacità appena riportate, passando dal modello a base fissa – modello C – al modello con le fosse dei nuclei ascensori – modelli C.01 e C.02 –, diminuisce leggermente la rigidezza. Ciò è confermato anche dal risultato dell’analisi modale (*Tabella 4.42*).

Le molle alla Winkler, inserite al piede dei setti dei nuclei ascensori, dovrebbero comunque garantire un minimo di incastro. Tuttavia, questo non si verifica, infatti come si può osservare in *Figura 4.80*, i momenti tendono praticamente ad annullarsi alla quota 0,00 m, cioè alla quota del piano seminterrato. Inoltre, come anticipato, i momenti “traslano” di un’elevazione verso l’alto, cioè i massimi si trovano all’elevazioni del piano terra e del piano primo, piuttosto che al piede del seminterrato.

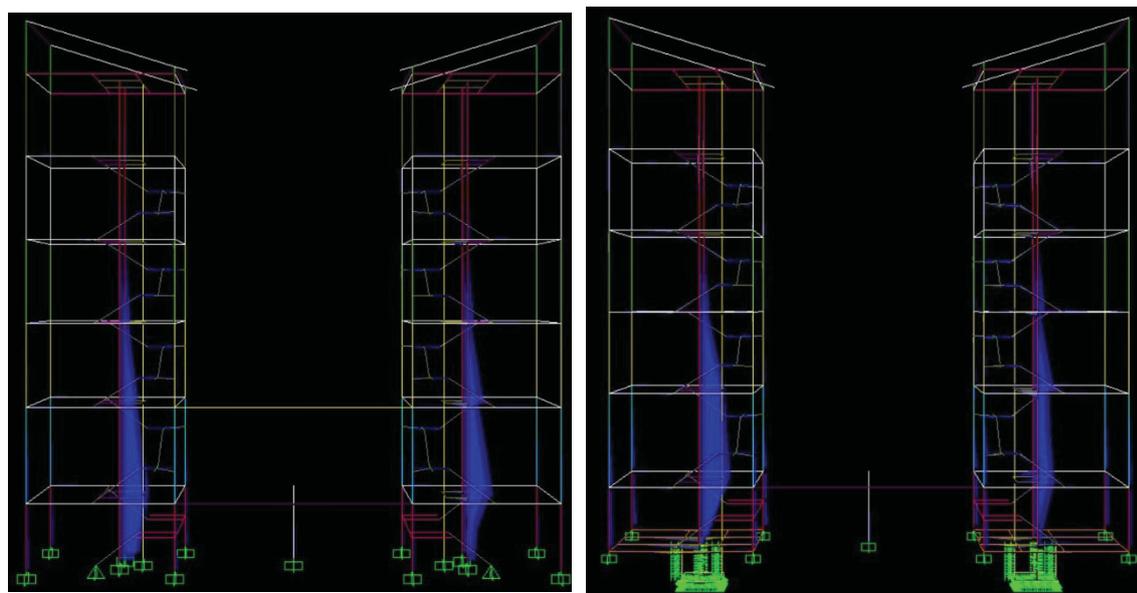


Figura 4.80. Caso di spinta PushMassaX+, andamento dei momenti: a sinistra nuclei ascensori incastrati perfettamente alla base, a destra nuclei con fosse ascensori e molle alla Winkler (*SAP2000*).

Sulla base delle considerazioni fatte si decide di proseguire nello studio considerando il modello a base fissa, ipotizzando dunque l’incastro alla base di tutti gli elementi verticali.

4.7. MODELLAZIONE DELLE TAMPONATURE

Fino ad ora la modellazione dell'edificio ha riguardato esclusivamente gli elementi strutturali: in questo paragrafo si procede alla modellazione delle tamponature.

Le tamponature sono elementi non strutturali che incidono sulla rigidezza della struttura, modificandone il comportamento nei confronti dell'azione sismica.

Se le tamponature sono distribuite regolarmente in altezza, quindi non vi sono particolari differenze di rigidezza da un'elevazione all'altra, apportano un contributo in termini di dissipazione oltre che una riduzione degli spostamenti di interpiano. Quindi le tamponature comportano un aumento di rigidezza dell'edificio, una riduzione del periodo fondamentale ed un leggero aumento dei tagli di piano.

Al contrario, una distribuzione irregolare in altezza delle tamponature produce un peggioramento del comportamento della struttura, causando una riduzione della capacità dissipativa globale. Prevalgono così meccanismi di collasso locale.

Nel presente caso si modellano le tamponature attraverso la teoria di *Luis Decanini, Fabrizio Mollaioli, Andrea Mura e Rodolfo Saragoni, Seismic performance of masonry infilled R/C frames, 2004*: la tamponatura è modellata attraverso elementi diagonali in grado di sostenere i carichi di compressione. Si parla quindi di puntoni equivalenti.

4.7.1. Modellazione a puntoni equivalenti: Decanini et al. (2004)

Per rappresentare il contributo offerto dalle tamponature, la teoria di Decanini et al. (2004) propone la sostituzione di ciascun pannello di tamponatura, confinato dal telaio, con due elementi diagonali dello stesso materiale della tamponatura (*Figura 4.81*). Questi elementi diagonali prendono il nome di puntoni equivalenti: si considerano infatti non reagenti a trazione.

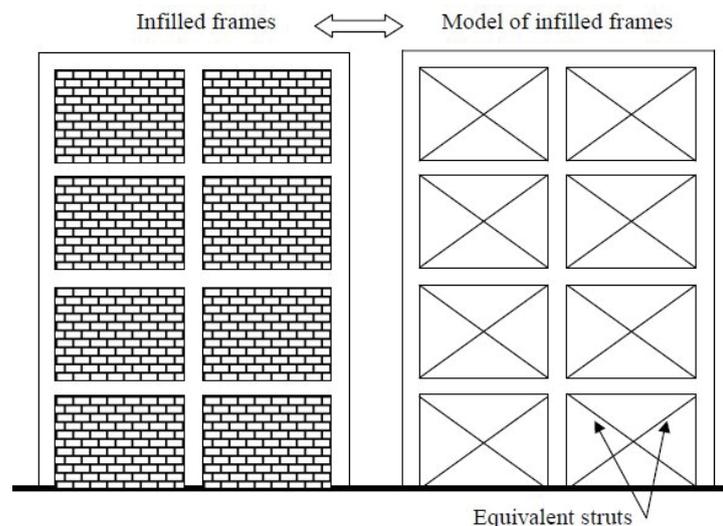


Figura 4.81. Sostituzione dei pannelli di tamponatura con delle diagonali equivalenti: i puntoni equivalenti (*Decanini et al., 2004, Figure 1*).

La combinazione di entrambe le diagonali equivalenti permette di rappresentare un meccanismo resistente nei confronti di un carico laterale ciclico come l'azione sismica. Il legame forza laterale-spostamento H_m-u dell'elemento diagonale, come si può osservare in *Figura 4.82*, è composto da quattro rami:

- Il primo ramo rappresenta la fase elastica lineare cioè lo stadio non fessurato che si estende fino al punto di inizio fessurazione F, caratterizzato da una resistenza laterale H_{mf} e da uno spostamento u_f ;
- Il secondo ramo descrive il comportamento post-fessurazione fino al raggiungimento della massima resistenza laterale H_{mfc} e del relativo spostamento u_{fc} , corrispondenti alla completa fessurazione individuata dal punto FC;
- Il terzo ramo è decrescente e descrive il deterioramento della resistenza post-picco fino al raggiungimento della resistenza residua H_{mr} e del relativo spostamento u_r ;
- Il quarto ramo è invece orizzontale e caratterizzato da una resistenza residua costante all'aumentare dello spostamento.

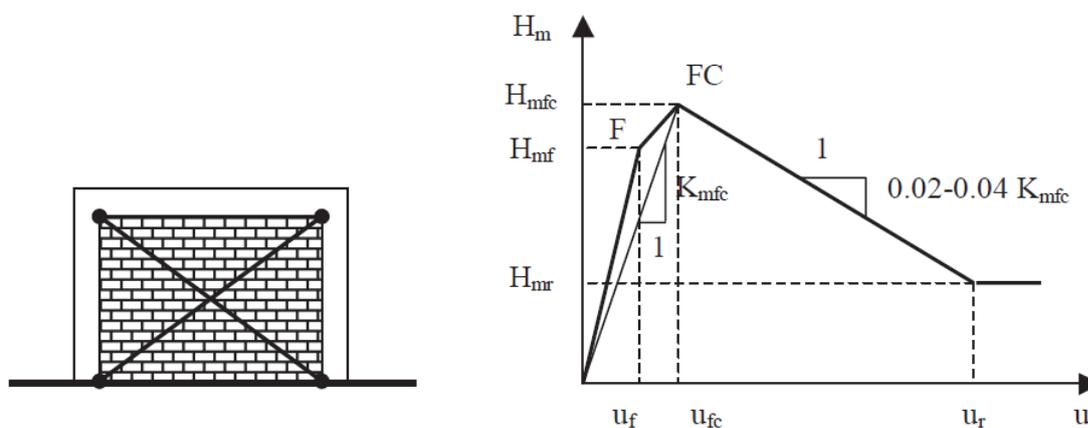


Figura 4.82. Legame forza laterale-spostamento H_m-u del puntone equivalente (*Decanini et al., 2004, Figure 2*).

Tale modello necessita di tre parametri geometrici e meccanici:

- Larghezza della struttura equivalente ω ;
- Rigidezza a completa fessurazione K_{mfc} ;
- Resistenza a completa fessurazione H_{mfc} .

La larghezza ω del puntone equivalente si calcola attraverso la relazione seguente:

$$\omega = \left(\frac{K_1}{\lambda h} + K_2 \right) d$$

dove

- λh è un parametro funzione della rigidezza del puntone;
- K_1 e K_2 sono costanti calibrate in base λh ed a test sperimentali;
- d è la lunghezza della diagonale.

Il parametro λh è stato proposto da Stafford-Smith attraverso la seguente formula:

$$\lambda h = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot e \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I \cdot h_m}} \cdot h$$

in cui

- E_m è il modulo elastico del puntone equivalente corrispondente alla completa fessurazione;
- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;
- θ è l'inclinazione della diagonale equivalente rispetto all'orizzontale;
- e è lo spessore del pannello di tamponatura e quindi della diagonale equivalente;
- h è l'altezza di piano;
- h_m è l'altezza del pannello di tamponatura;
- I è il momento di inerzia dei pilastri che confinano il pannello di tamponatura.

All'interno del *Rischio Implicito NTC – RINTC (2015)*, a cura di *ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica)* e *EUCENTRE (Centro Europeo di Ricerca e Formazione in Ingegneria Sismica)*, la Table 4.3.1, riportata come *Tabella 4.43*, identifica i valori delle costanti K_1 e K_2 in funzione del parametro λh .

Tabella 4.43. Table 4.3.1, *RINTC (2015)*.

Table 4.3.1 Coefficients K_1 and K_2

	K_1	K_2
$\lambda h \leq 3.14$	1.3	-0.178
$3.14 \leq \lambda h \leq 7.85$	0.707	0.01
$\lambda h \geq 7.85$	0.47	0.04

La rigidezza della struttura equivalente a completa fessurazione K_{mfc} è data dalla seguente espressione.

$$K_{mfc} = \frac{E_m \cdot e \cdot \omega}{d} \cdot \cos^2(\theta)$$

La resistenza a completa fessurazione H_{mfc} del pannello di tamponatura nei confronti delle forze orizzontali, è determinata sulla base di una tensione fittizia di compressione σ_{br} considerando quattro modalità di rottura tipiche di strutture reali soggette ad azioni sismiche.

Le quattro modalità di rottura considerate e le corrispondenti tensioni fittizie di compressione sono:

- Rottura per diagonale tesa, $\sigma_{br(1)}$;
- Rottura per scorrimento lungo i giunti orizzontali, $\sigma_{br(2)}$;
- Rottura per schiacciamento degli spigoli del pannello di tamponatura a contatto con il telaio per concentrazione degli sforzi di compressione, $\sigma_{br(3)}$;
- Rottura per diagonale compressa, $\sigma_{br(4)}$.

Le tensioni equivalenti di compressione si calcolano attraverso le formule di seguito riportate:

$$\sigma_{br(1)} = \frac{0,6\tau_{m0} + 0,3\sigma_0}{\omega/d}$$

$$\sigma_{br(2)} = \frac{(1,2 \sin \theta + 0,45 \cos \theta)f_{sr} + 0,3\sigma_0}{\omega/d}$$

$$\sigma_{br(3)} = \frac{(1,12 \sin \theta \cos \theta)}{K_1(\lambda h)^{-0,12} + K_2(\lambda h)^{0,88}} \sigma_{m0}$$

$$\sigma_{br(4)} = \frac{1,16\sigma_{m0} \tan \theta}{K_1 + K_2\lambda h}$$

dove

- σ_{m0} è la resistenza a compressione verticale misurata su provini di tamponatura;
- τ_{m0} è la resistenza a taglio misurata tramite la prova di compressione diagonale;
- f_{sr} è la resistenza allo scorrimento nei giunti misurata attraverso prove su triplete;
- σ_0 è la tensione verticale dovuta ai carichi agenti, nulla in quanto le tamponature non portano carichi verticali.

Per quanto riguarda f_{sr} nel *Rischio Implicito NTC – RINTC (2015)* è suggerita la relazione $u = 0,7\tau_{m0}$.

Naturalmente i parametri meccanici σ_{m0} , τ_{m0} e f_{sr} dipendono dai materiali componenti la tamponatura e quindi dal modulo di elasticità iniziale E_m della tamponatura stessa. All'interno del Decanini et al. (2004), precisamente in Table 1, sono proposte tre tipologie di tamponature dalle caratteristiche di seguito illustrate (Tabella 4.44).

Tabella 4.44. Tipologie di tamponature (Decanini et al., 2004, Table 1).

Table 1. Masonry infills description and mechanical characteristics.

Infills type	Bricks	Mortar	Masonry		
			σ_{m0} (MPa)	τ_{m0} (MPa)	E_m (MPa)
Weak (t1)	Hollow bricks thickness 120 mm	Cement +sand + lime	1.20	0.20	1050
Intermediate (t2)	Hollow bricks thickness 145 mm	Cement +sand	2.10	0.40	1880
Strong (t3)	Semi-solid bricks UNI thickness 120 mm	Cement +sand	11.50	0.84	6000

Mentre, nel *Rischio Implicito NTC – RINTC (2015)* sono riportate le caratteristiche meccaniche di una tamponatura costituita da blocchi Poroton da 25 cm di spessore:

- $\sigma_{m0} = 6,0 \text{ MPa}$;
- $\tau_{m0} = 0,775 \text{ MPa}$;
- $f_{sr} = 0,542 \text{ MPa}$;
- $E_m = 4312 \text{ MPa}$.

Una volta determinate le tensioni equivalenti di compressione caratteristiche delle quattro modalità di rottura, si individua la minore $(\sigma_{br})_{\min}$ corrispondente quindi alla tipologia di crisi più probabile. Dunque, la resistenza laterale a completa fessurazione H_{mfc} è data dall'espressione seguente:

$$H_{mfc} = (\sigma_{br})_{\min} \cdot e \cdot \omega \cdot \cos \theta$$

in cui $(\sigma_{br})_{\min} = \min (\sigma_{br(1)}, \sigma_{br(2)}, \sigma_{br(3)}, \sigma_{br(4)})$.

Calcolate la rigidezza K_{mfc} e la resistenza laterale H_{mfc} a completa fessurazione, è possibile ricavare i restanti parametri del legame costitutivo del puntone equivalente:

- Rigidezza elastica $K_{mf} = 4K_{mfc}$, cioè la pendenza del ramo elastico lineare;

- Rigidezza degradante $K_{pp} = (0.02 - 0.04)K_{mfc}$, cioè la pendenza del ramo decrescente post-picco;
- Resistenza laterale elastica $H_{mf} = 0,8H_{mfc}$;
- Resistenza laterale residua $H_{mr} = 0,35H_{mfc}$.

4.7.2. Influenza delle aperture: Decanini et al. (2014)

Il modello descritto al paragrafo precedente non tiene conto della presenza di aperture nelle tamponature. Le aperture aumentano ancora di più le incertezze sulla determinazione del comportamento sismico dell'edificio, soprattutto a causa della loro variabilità di dimensioni e di posizionamento.

In generale, le aperture nei pannelli di tamponatura provocano una riduzione di rigidezza, una riduzione di resistenza ultima delle tamponature stesse ed una riduzione della capacità dissipativa globale. Le aperture aumentano la probabilità di meccanismi di rottura fuori dal piano e, inoltre, possono verificarsi fessurazioni proprio a partire dai loro spigoli.

Nel caso oggetto di studio si tiene conto della presenza di aperture come descritto in *Luis D. Decanini, Laura Liberatore e Fabrizio Mollaioli, Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings, 2014*. Dal confronto di 150 test numerici e sperimentali, tale studio propone un unico coefficiente riduttivo ρ per determinare, a partire dal modello di Decanini et al. (2004), i parametri caratteristici dei puntoni equivalenti, ω , K_{mfc} e H_{mfc} , considerando la presenza di aperture.

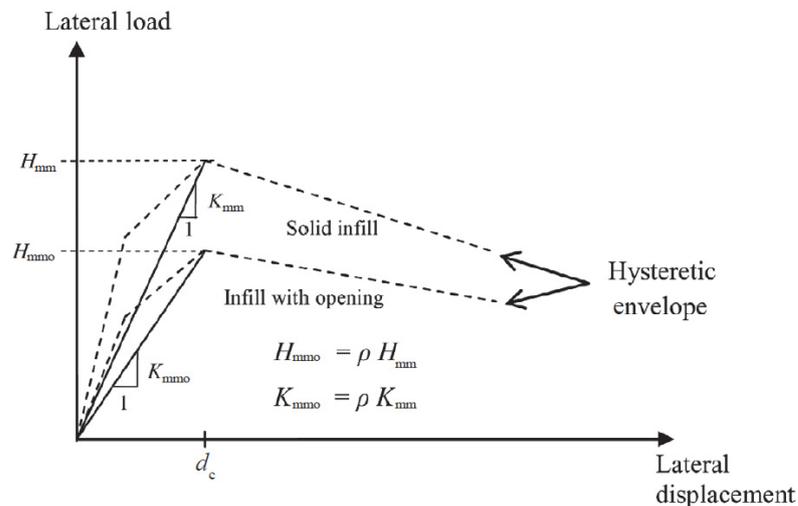


Figura 4.83. Influenza delle aperture sul legame forza laterale-spostamento H_m-u del puntone equivalente (Decanini et al., 2014, Fig. 3).

Dallo studio appena citato è emerso che l'influenza delle aperture è dovuta certamente alle loro dimensioni, ma anche alla presenza di elementi di rinforzo intorno ad esse.

Per quanto riguarda le dimensioni delle aperture, i parametri tenuti in considerazione per il calcolo del coefficiente riduttivo sono:

- Il rapporto tra l'area dell'apertura e l'area del pannello di tamponatura, α_a ;
- Il rapporto tra la larghezza dell'apertura e la larghezza del pannello di tamponatura, α_l ;

- Il rapporto tra l'altezza dell'apertura e l'altezza del pannello di tamponatura, α_h .
Mentre, relativamente al confinamento, le aperture possono essere classificate in (Figura 4.84):

- Aperture non rinforzate (NR), cioè non confinate da architravi o da elementi di rinforzo in acciaio;
- Aperture parzialmente rinforzate (PR), cioè confinate almeno superiormente da un architrave;
- Aperture rinforzate (R), cioè aperture confinate sia superiormente che lateralmente da architravi ed elementi di rinforzo in acciaio.

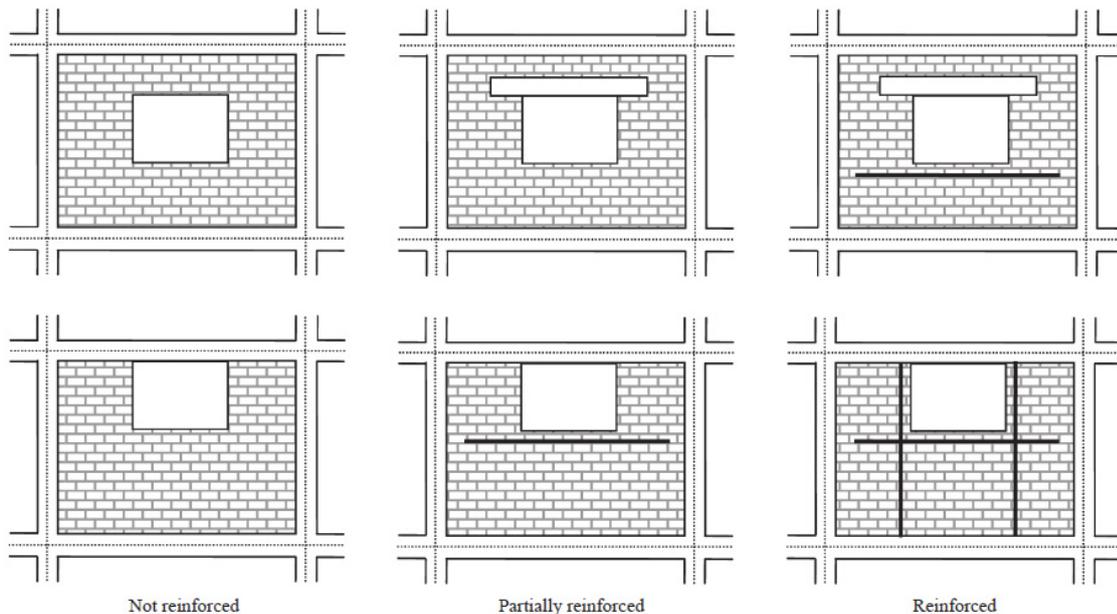


Figura 4.84. Classificazione delle aperture in base al confinamento mediante elementi di rinforzo (Decanini et al., 2014, Fig. 5).

In Figura 4.85 si riportano dei grafici che mostrano la variabilità del coefficiente riduttivo ρ , in funzione dei parametri appena descritti, nei test numerici e sperimentali analizzati dagli autori. I grafici a sinistra rappresentano la dipendenza di ρ dai rapporti geometrici α_a , α_l e α_h , mentre i grafici a destra dal grado di rinforzo delle aperture. Come si può osservare, il coefficiente riduttivo ρ diminuisce all'aumentare sia di α_a che di α_l , cioè all'aumentare dell'area dell'apertura e della sua larghezza. Per quanto riguarda la dipendenza da α_h , non è chiara la tendenza del coefficiente riduttivo. Invece, osservando la dipendenza dal confinamento delle aperture, è possibile notare che a parità di α_a il coefficiente ρ aumenta proporzionalmente al grado di rinforzo. Quindi, l'influenza di α_a e α_l diminuisce all'aumentare del confinamento dell'apertura.

Naturalmente, minore è ρ e maggiore è la riduzione di rigidità e resistenza della tamponatura, in quanto tale coefficiente moltiplica ω , K_{mfc} e H_{mfc} .

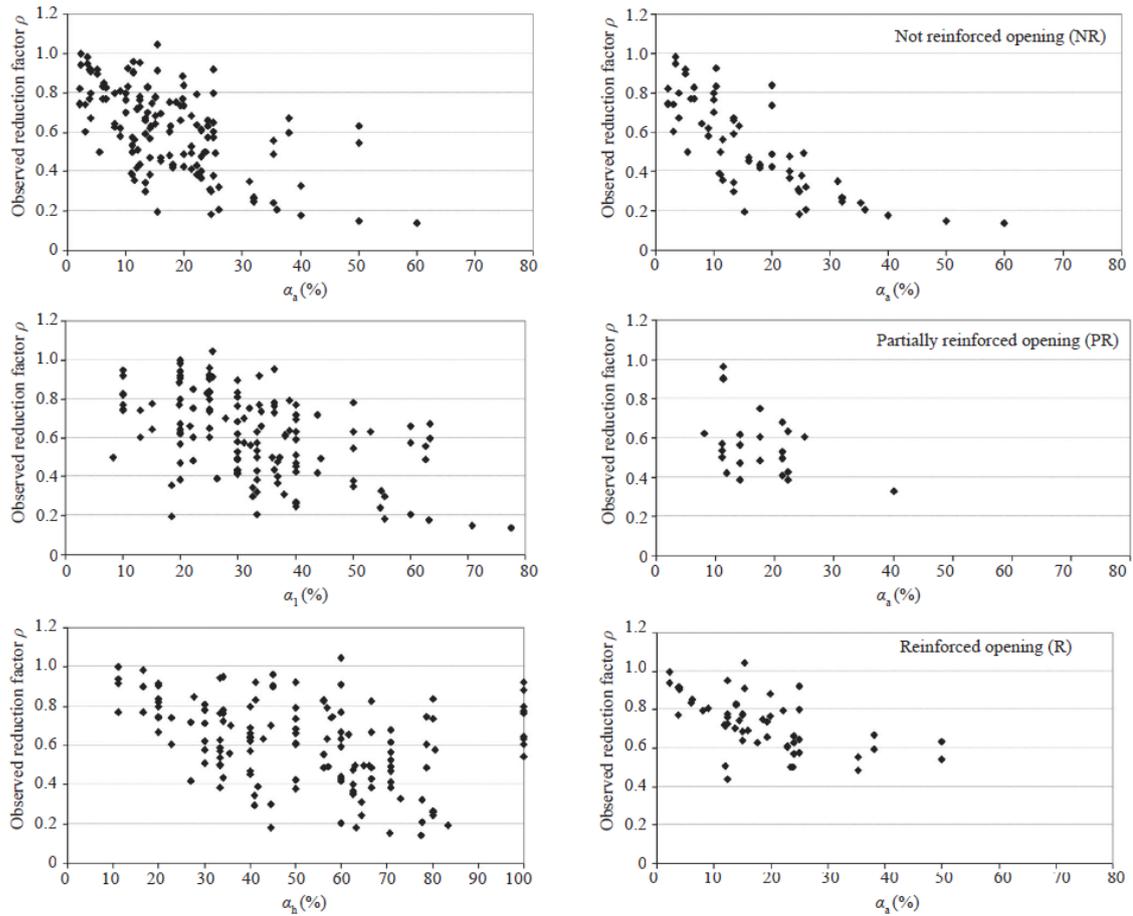


Figura 4.85. Variabilità del coefficiente riduttivo ρ in base alle dimensioni delle aperture ed al loro grado di rinforzo (Decanini et al., 2014, Fig. 6-7).

In base a queste considerazioni, Decanini et al. (2014) propone la seguente relazione per la determinazione del coefficiente riduttivo ρ :

$$\rho = a \cdot \exp(b \cdot \alpha_a) + c \cdot \exp(d \cdot \alpha_l) \pm \sigma \varepsilon$$

dove

- a , b , c e d sono parametri dipendenti dal grado di rinforzo delle aperture, riportati in Tabella 4.45;

Tabella 4.45. Parametri a , b , c e d in base al grado di rinforzo (Decanini et al., 2014, Table 3).

Table 3 Parameters for the reduction factor (Eq. (10))

Reinforcement around opening	a	b	c	d
NR	0.55	-0.035	0.44	-0.025
PR	0.58	-0.030	0.42	-0.020
R	0.63	-0.020	0.40	-0.010

- σ è la deviazione standard, mentre ε è 0 per il valore medio e 1 per il valore medio più o meno una deviazione standard; la Tabella 4.46 mostra i dati statistici dei casi analizzati dagli autori.

Tabella 4.46. Table 4 (Decanini et al., 2014)

Table 4 Statistical data: number; mean, standard deviation (σ) and coefficient of variation (CV) of the ratio between the prediction and the actual value; standard error ($\hat{\sigma}$)

Opening reinforcement	N	Mean	σ	CV	$\hat{\sigma}$
NR	68	1.083	0.288	0.266	0.136
PR	25	1.045	0.223	0.213	0.156
R	54	1.022	0.177	0.173	0.113
NR + PR	93	1.055	0.284	0.269	0.144
Type of analysis					
Experimental	84	1.002	0.241	0.241	0.150
Numerical	63	1.096	0.250	0.228	0.108
Type of frame					
RC	88	1.019	0.271	0.266	0.152
Steel	29	1.070	0.225	0.210	0.124

Individuando due possibili gradi di rinforzo delle aperture, le relazioni proposte per il calcolo di ρ sono le seguenti:

- Per aperture non rinforzate (NR) e parzialmente rinforzate (PR)

$$\rho = 0,55 \cdot \exp(-0,035 \cdot \alpha_a) + 0,44 \cdot \exp(-0,025 \cdot \alpha_l) \pm 0,284\varepsilon \quad ;$$
- Per aperture rinforzate (R)

$$\rho = 0,63 \cdot \exp(-0,020 \cdot \alpha_a) + 0,40 \cdot \exp(-0,010 \cdot \alpha_l) \pm 0,177\varepsilon \quad .$$

I grafici sotto riportati (Fig. 8, Decanini et al. (2014)) confermano la validità delle equazioni appena definite. Infatti, il coefficiente riduttivo ρ diminuisce all'aumentare di α_a , α_l ed al diminuire del grado di rinforzo.

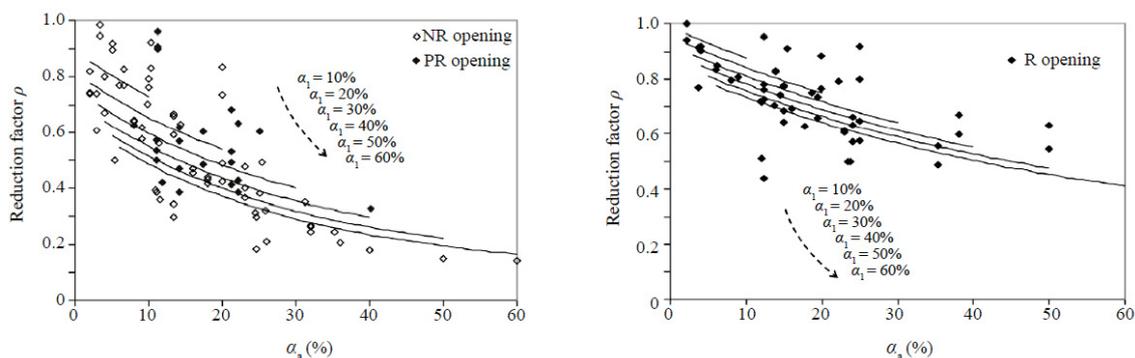


Figura 4.86. Andamento del coefficiente riduttivo ρ (Decanini et al., 2014, Fig. 8).

4.7.3. Le tamponature del Collegio Fazzini: puntoni equivalenti

Il Fazzini presenta, come descritto al 4.2.3, due tipologie di tamponature esterne:

- Tamponatura intonacata
 - o Strato di intonaco interno da 1-2 cm;
 - o Laterizio forato da 8 cm;
 - o Intercapedine d'aria;
 - o Laterizio forato da 12,5 cm;
 - o Strato di intonaco esterno da 1-2 cm;



Figura 4.87. In alto a sinistra facciata Nord (facciata principale) del Fazzini, poi in senso orario rispettivamente facciate Est, Ovest e Sud.

In funzione delle dimensioni effettive dei pilastri e delle travi di ciascuna elevazione e delle diverse altezze di piano, si modellano le tamponature secondo il legame costitutivo proposto da Decanini et al. (2004).

Considerando le aperture presenti non rinforzate (NR), il coefficiente riduttivo ρ , da applicare alla larghezza del puntone equivalente, alla rigidezza ed alla resistenza a completa fessurazione, si determina attraverso la relazione proposta da Decanini et al. (2014):

$$\rho = 0,55 \cdot \exp(-0,035 \cdot \alpha_a) + 0,44 \cdot \exp(-0,025 \cdot \alpha_l) \quad .$$

Di seguito, in *Tabella 4.47*, si riportano i parametri calcolati dei puntoni equivalenti: si fa presente che le tamponature modellate sono solo quelle perimetrali completamente confinate e sono denominate secondo i fili fissi dei pilastri dell'edificio (*Figura 4.88*). Perciò, si trascurano le tamponature al piano terra della facciata Nord, in quanto non confinate, e quelle sulla corte interna.

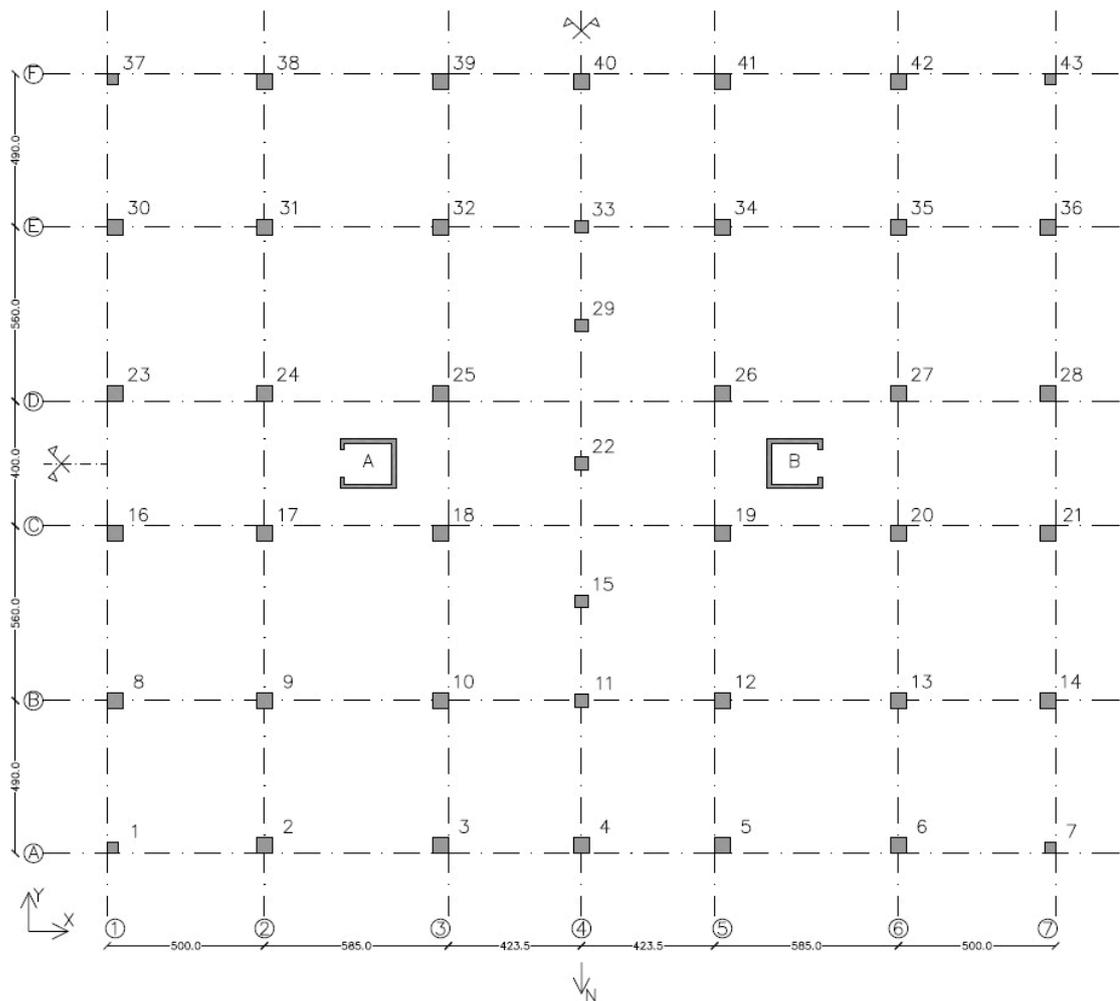


Figura 4.88. Pianta quotata dei fili fissi del Collegio Fazzini.

Tabella 4.47. Calcolo dei parametri dei puntoni equivalenti rappresentanti le tamponature del Collegio Fazzini.

Piano	Pannello Tamp.	e [cm]	Aperture		E_m [kN/m ²]	$E_m(K_{mf})$ [kN/m ²]	ω [m]	K_{mf} [kN/m]	K_{mfc} [kN/m]	K_{pp} [kN/m]	H_{mf} [kN]	H_{mfc} [kN]	H_{mr} [kN]	u_f [cm]	u_{fc} [cm]	u_r [cm]
			SI/NO	ρ												
Seminterrato	A1-A2 A6-A7	25	NO	/	4312000	17248000	1,18	777950	194488	-3890	409,0	511,2	178,9	0,05	0,26	8,81
	A2-A3 A5-A6	25	NO	/	4312000	17248000	2,40	1498129	374532	-7491	474,1	592,6	207,4	0,03	0,16	5,30
	A3-A4 A4-A5	25	NO	/	4312000	17248000	1,89	1277705	319426	-6389	370,4	463,0	162,1	0,03	0,14	4,86
	1A-1B 1E-1F	25	NO	/	4312000	17248000	1,15	767332	191833	-3837	399,7	499,6	174,9	0,05	0,26	8,72
	1B-1C 1D-1E	25	NO	/	4312000	17248000	2,28	1453529	363382	-7268	450,8	563,5	197,2	0,03	0,16	5,20
	1C-1D	25	NO	/	4312000	17248000	1,89	1281083	320271	-6405	371,8	464,8	162,7	0,03	0,15	4,86
	F1-F2 F6-F7	12	SI	0,46	1880000	7520000	1,00	138841	34710	-694	46,9	58,6	20,5	0,03	0,17	5,65

	F2-F3 F5-F6	12	SI	0,40	1880000	7520000	1,59	208123	52031	-1041	46,5	58,1	20,3	0,02	0,11	3,74
	F3-F4 F5-F6	12	SI	0,55	1880000	7520000	1,75	247255	61814	-1236	50,3	62,8	22,0	0,02	0,10	3,41
	7A-7B	12	SI	0,57	1880000	7520000	1,22	169051	42263	-845	56,6	70,8	24,8	0,03	0,17	5,61
	7B-7C 7D-7E	12	SI	0,25	1880000	7520000	0,96	127668	31917	-638	27,9	34,9	12,2	0,02	0,11	3,66
	7C-7D	12	SI	0,19	1880000	7520000	0,60	84544	21136	-423	17,2	21,5	7,5	0,02	0,10	3,41
	7E-7F	12	NO	/	1880000	7520000	2,13	295803	73951	-1479	99,1	123,8	43,3	0,03	0,17	5,61
Terra	F1-F2 F6-F7	12	SI	0,40	1880000	7520000	0,59	58719	14680	-294	40,8	51,0	17,8	0,07	0,35	11,63
	F2-F3 F5-F6	12	SI	0,47	1880000	7520000	1,15	114842	28710	-574	55,6	69,5	24,3	0,05	0,24	8,11
	F3-F4 F4-F5	12	SI	0,61	1880000	7520000	1,24	120658	30165	-603	56,0	70,0	24,5	0,05	0,23	7,77
	1B-1C 1D-1E	12	SI	0,55	1880000	7520000	1,32	131351	32838	-657	62,9	78,6	27,5	0,05	0,24	8,02
	1C-1D 7C-7D	12	SI	0,61	1880000	7520000	1,24	120239	30060	-601	55,8	69,7	24,4	0,05	0,23	7,77
	1E-1F 7E-7F	12	SI	0,99	1880000	7520000	1,44	143925	35981	-720	99,6	124,6	43,6	0,07	0,35	11,60
	7B-7C 7D-7E	12	SI	0,66	1880000	7520000	1,57	157122	39281	-786	75,2	94,0	32,9	0,05	0,24	8,02
1	A1-A2 F1-F2 A6-A7 F6-F7	12	SI	0,37	1880000	7520000	0,63	73725	18431	-369	38,0	47,5	16,6	0,05	0,26	8,64
	A2-A3 F2-F3 A5-A6 F5-F6	12	SI	0,44	1880000	7520000	1,07	121149	30287	-606	53,6	67,0	23,4	0,04	0,22	7,41
	A3-A4 F3-F4 A4-A5 F4-F5	12	SI	0,58	1880000	7520000	1,13	131669	32917	-658	54,4	68,0	23,8	0,04	0,21	6,92
	1A-1B 7A-7B 1E-1F 7E-7F	12	NO	/	1880000	7520000	1,68	195410	48852	-977	100,2	125,3	43,8	0,05	0,26	8,59
	1B-1C 7B-7C 1D-1E 7D-7E	12	SI	0,67	1880000	7520000	1,55	177041	44260	-885	77,1	96,3	33,7	0,04	0,22	7,29
	1C-1D 7C-7D	12	SI	0,35	1880000	7520000	0,67	77380	19345	-387	31,9	39,9	14,0	0,04	0,21	6,91
2	A1-A2 F1-F2 A6-A7 F6-F7	12	SI	0,37	1880000	7520000	0,60	70067	17517	-350	38,4	48,0	16,8	0,05	0,27	9,19

	A2-A3 F2-F3 A5-A6 F5-F6	12	SI	0,45	1880000	7520000	0,95	106670	26668	-533	54,9	68,7	24,0	0,05	0,26	8,63
	A3-A4 F3-F4 A4-A5 F4-F5	12	SI	0,59	1880000	7520000	0,98	114268	28567	-571	54,9	68,6	24,0	0,05	0,24	8,05
	1A-1B 7A-7B 1E-1F 7E-7F	12	NO	/	1880000	7520000	1,41	163604	40901	-818	101,4	126,7	44,4	0,06	0,31	10,38
	1B-1C 7B-7C 1D-1E 7D-7E	12	SI	0,67	1880000	7520000	1,47	168624	42156	-843	77,1	96,3	33,7	0,05	0,23	7,66
	1C-1D 7C-7D	12	SI	0,35	1880000	7520000	0,63	73666	18416	-368	31,9	39,9	14,0	0,04	0,22	7,25
3	A1-A2 F1-F2 A6-A7 F6-F7	12	SI	0,38	1880000	7520000	0,51	59591	14898	-298	39,7	49,6	17,4	0,07	0,33	11,16
	A2-A3 F2-F3 A5-A6 F5-F6	12	SI	0,45	1880000	7520000	0,77	86069	21517	-430	56,3	70,4	24,6	0,07	0,33	10,96
	A3-A4 F3-F4 A4-A5 F4-F5	12	SI	0,59	1880000	7520000	0,78	90715	22679	-454	55,4	69,2	24,2	0,06	0,31	10,23
	1A-1B 7A-7B 1E-1F 7E-7F	12	NO	/	1880000	7520000	1,32	153941	38485	-770	102,0	127,4	44,6	0,07	0,33	11,09
	1B-1C 7B-7C 1D-1E 7D-7E	12	SI	0,67	1880000	7520000	1,22	138768	34692	-694	78,7	98,4	34,4	0,06	0,28	9,50
	1C-1D 7C-7D	12	SI	0,35	1880000	7520000	0,51	59496	14874	-297	31,9	39,9	14,0	0,05	0,27	8,98
4	A1-A2 F1-F2 A6-A7 F6-F7	12	SI	0,38	1880000	7520000	0,53	61490	15373	-307	39,6	49,5	17,3	0,06	0,32	10,79
	A2-A3 F2-F3 A5-A6 F5-F6	12	SI	0,45	1880000	7520000	0,74	83263	20816	-416	56,2	70,2	24,6	0,07	0,34	11,31
	A3-A4 F3-F4 A4-A5 F4-F5	12	SI	0,59	1880000	7520000	0,75	87824	21956	-439	55,3	69,2	24,2	0,06	0,31	10,55
	1A-1B 7A-7B 1E-1F 7E-7F	12	NO	/	1880000	7520000	1,36	160859	40215	-804	102,5	128,2	44,9	0,06	0,32	10,68

1B-1C 7B-7C 1D-1E 7D-7E	12	SI	0,67	1880000	7520000	1,05	120679	30170	-603	79,9	99,9	35,0	0,07	0,33	11,10
1C-1D 7C-7D	12	SI	0,34	1880000	7520000	0,43	50537	12634	-253	31,5	39,4	13,8	0,06	0,31	10,45

Sul SAP2000 ogni pannello di tamponatura lo si modella attraverso due elementi diagonali, in modo tale da offrire contributo nei confronti dei due versi dell'azione sismica (*Figura 4.89*). Per questo motivo, il materiale, definito per ciascuna delle due tipologie di tamponature utilizzate, è caratterizzato da un modulo di elasticità pari alla metà del modulo elastico corrispondente al ramo elastico lineare del legame costitutivo, cioè $E_m(K_{mf})$.

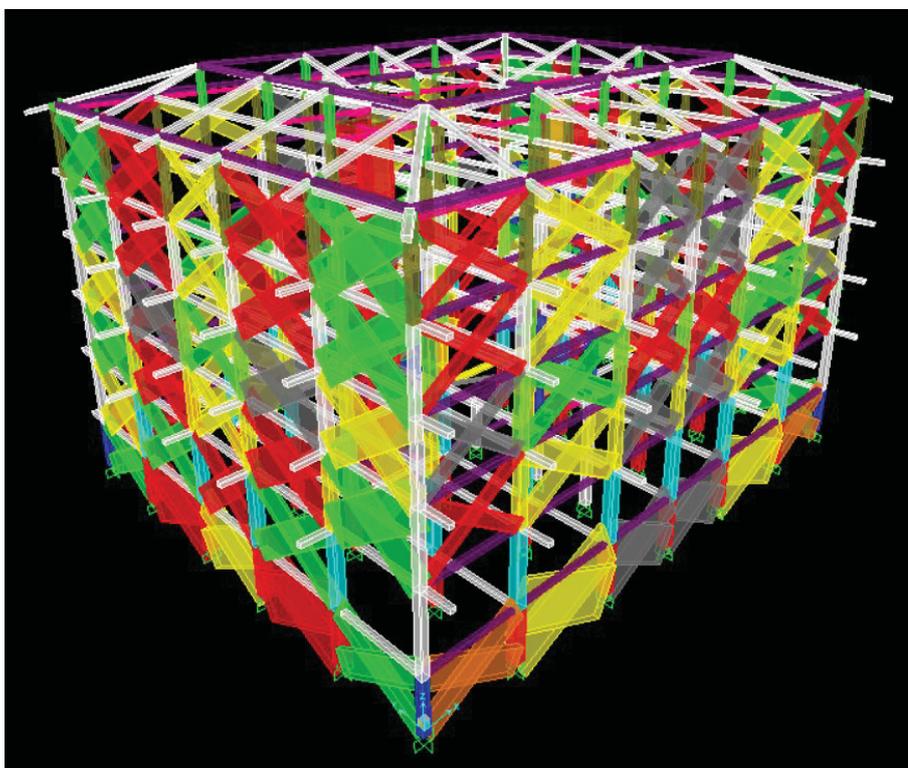


Figura 4.89. Modello FEM con tamponature modellate tramite puntoni equivalenti (*SAP2000*).

4.7.4. Modello con puntoni equivalenti: analisi modale

L'inserimento delle tamponature nel modello strutturale produce un duplice effetto visibile dall'analisi modale in *Tabella 4.48*:

- Aumento della rigidezza dell'edificio, infatti i periodi diminuiscono notevolmente;
- Regolarizzazione dei modi di vibrare, i primi due diventano puramente traslazionali ed il terzo rotazionale.

Tabella 4.48. Confronto dell'analisi modale dei modelli senza e con tamponature.

Modello senza tamponature					Modello con tamponature				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ	Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	1,81	0,03	0,01	0,65	1	0,58	0,75	0,01	0,01
2	1,63	0,62	0,00	0,03	2	0,52	0,00	0,76	0,01
3	1,47	0,00	0,68	0,01	3	0,37	0,01	0,00	0,78

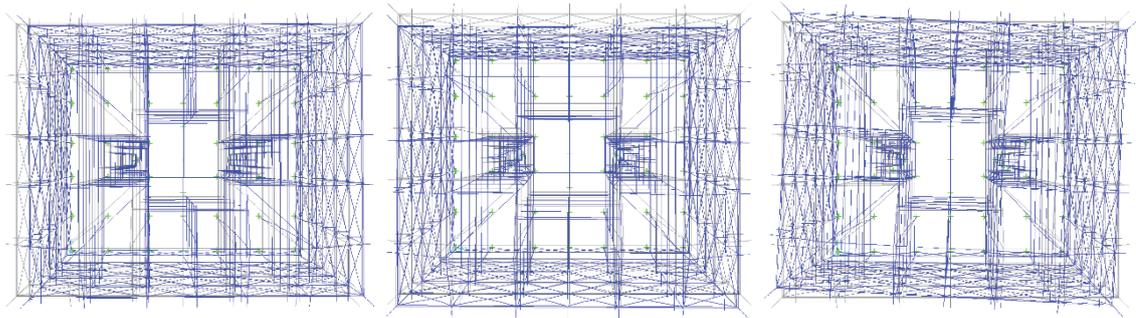


Figura 4.90. Analisi modale del modello con tamponature, da sinistra a destra le viste dall'alto rispettivamente di: modo 1 $T=0,58$ s, modo 2 $T=0,52$ s e modo 3 $T=0,37$ s (SAP2000).

4.7.5. Valutazione dell'influenza delle tamponature nei confronti delle azioni orizzontali

Per valutare il contributo offerto dalle tamponature all'edificio in termini di capacità, si esegue l'analisi statica non lineare del modello C, definito al paragrafo 4.5, con e senza puntone equivalenti.

Nel modello comprendente le tamponature, dato che ciascun pannello di tamponatura è rappresentato da due diagonali resistenti solamente a compressione, si assegna a ciascun puntone un "tension limit" nullo. In questo modo i puntone equivalenti non lavorano a trazione.

Il legame costitutivo forza laterale-spostamento H_m-u , descritto dettagliatamente ai 4.7.1 e 4.7.2, si assegna a ciascun puntone equivalente tramite una cerniera plastica assiale posizionata in mezzeria e secondo i parametri in Tabella 4.47.

Di seguito si riporta un esempio (Figura 4.91) di cerniera plastica in cui si può notare che il legame costitutivo è simmetrico ma, assegnando resistenza a trazione nulla a ciascun elemento diagonale (tension limit), il legame sarà percorso solamente in fase di compressione.

Nell'immagine appena riportata si può anche notare che il punto B, corrispondente al punto di inizio fessurazione, ha uno spostamento nullo, quando invece dovrebbe avere lo spostamento u_f . Questo perché il software in autonomia definisce il ramo elastico lineare del legame costitutivo, note le proprietà meccaniche assegnate al materiale creato per le tamponature.

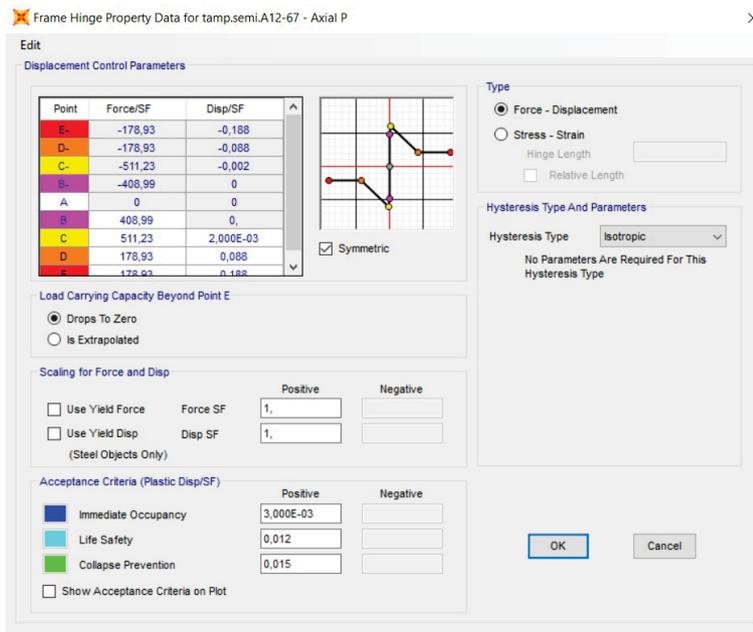


Figura 4.91. Legame costitutivo di una cerniera plastica assiale assegnata ai puntone equivalenti (*SAP2000*).

In *Figura 4.92* è possibile osservare il percorso del legame costitutivo di una cerniera plastica (dello stesso puntone equivalente) per due casi di carico: PushModX- a sinistra e PushModX+ a destra. Si può notare che il legame costitutivo viene percorso (percorso giallo) solamente in uno dei due casi di spinta, cioè in quello – in questo caso PushModX- – in cui il puntone equivalente risulta compresso. Questo per effetto del “tension limit” assegnato.

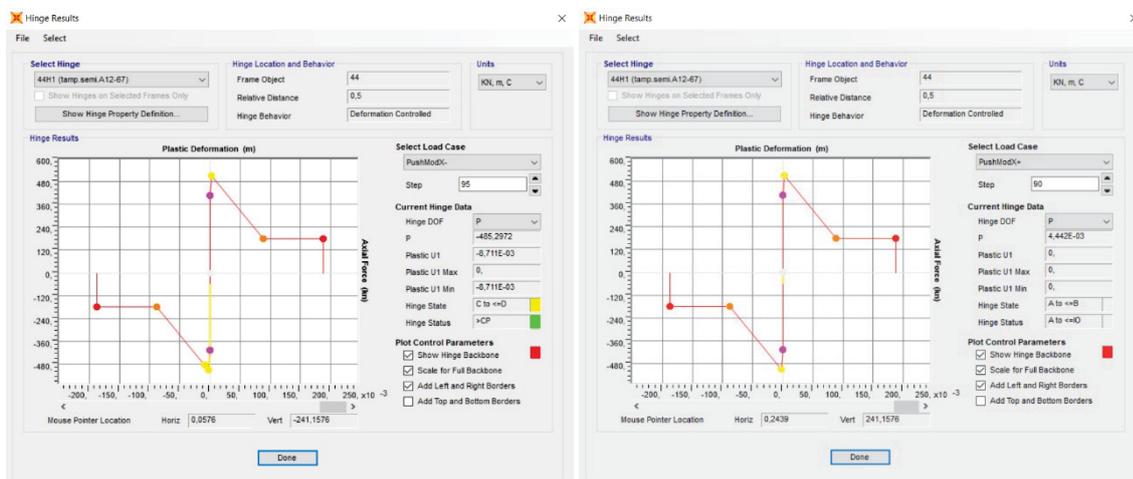
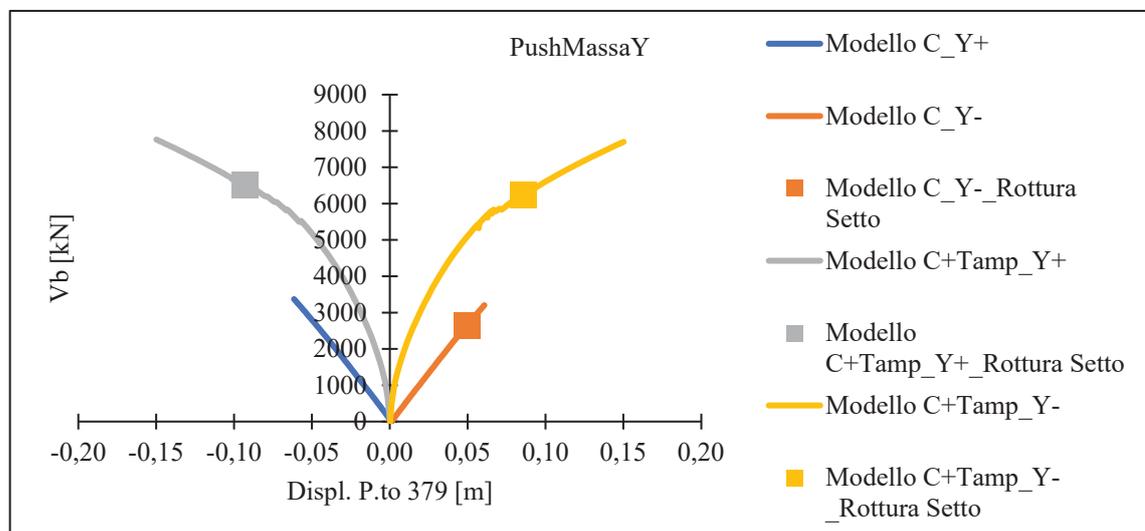
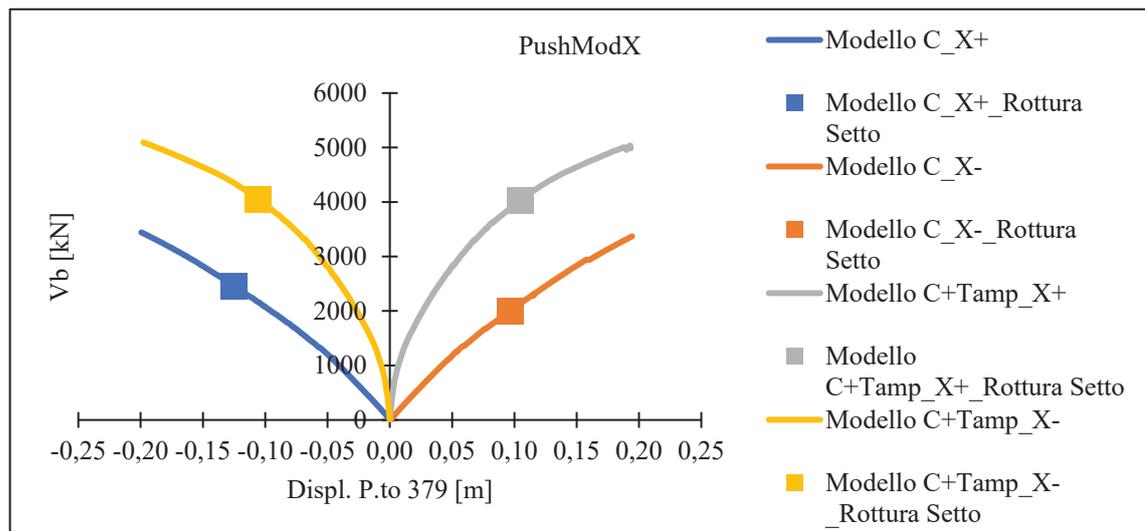
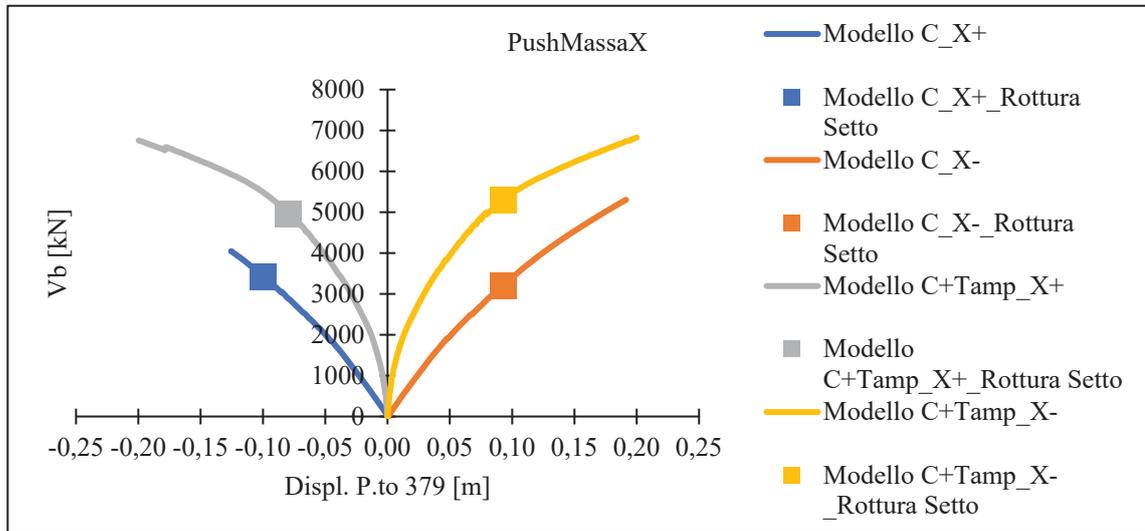


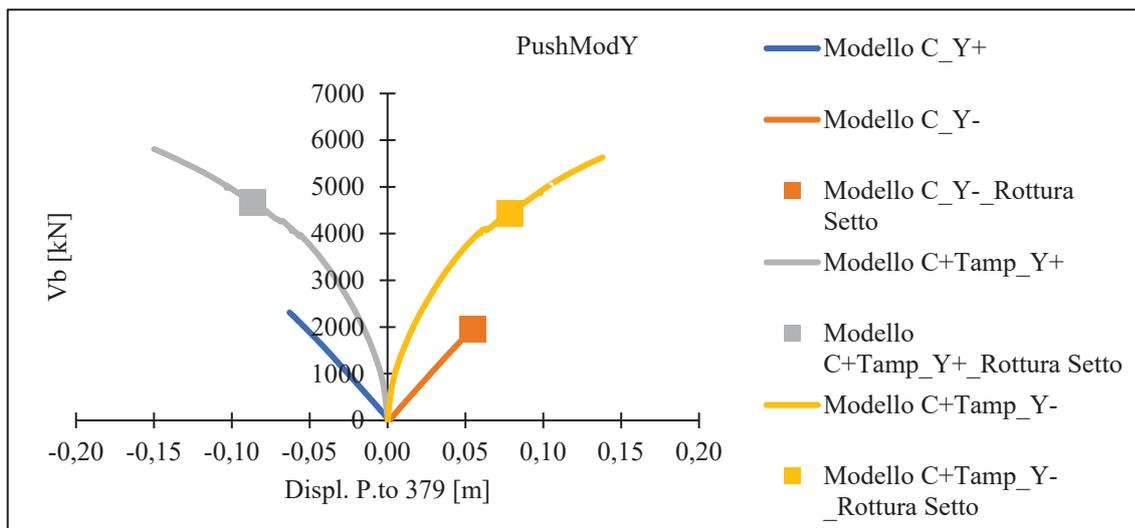
Figura 4.92. Esempio di cerniera plastica dello stesso puntone equivalente: a sinistra il caso di spinta PushModX- ed a destra il caso di spinta PushModX+ (*SAP2000*).

Nel seguito si riportano le curve di capacità del modello C con e senza tamponature. Si ricorda che il modello C presenta le seguenti cerniere plastiche:

- Cerniere PMM ai pilastri, al piede ed in testa a ciascuna elevazione;
- Cerniere PMM solo alla base dei setti dei nuclei ascensori;
- Cerniere M a tutte le travi.

Nel caso di modello C con tamponature modellate – nei successivi grafici indicato come “Modello C+Tamp” – a ciascun puntone equivalente è stata assegnata una cerniera assiale come descritto precedentemente.





Nelle curve di capacità appena riportate, è evidenziata anche la prima rottura delle cerniere plastiche alla base dei setti dei nuclei ascensori. Come si può notare, le tamponature apportano un incremento di rigidezza, di resistenza e di capacità dissipativa dell'edificio. Infatti, rispetto al modello senza tamponature, la rottura dei setti in c.a. si posticipa, non tanto in termini di spostamento del punto di controllo, quanto invece in termini di taglio alla base. Perciò le tamponature apportano un contributo importante e ritardano la rottura dei setti.

In base ai risultati mostrati, si decide di proseguire nello studio del caso in oggetto considerando il modello con tamponature, visti i numerosi vantaggi che queste producono.

4.7.6. Modello con tamponature a shell

In alternativa alla modellazione proposta da Decanini et al. (2004, 2014), è possibile modellare le tamponature mediante elementi shell.

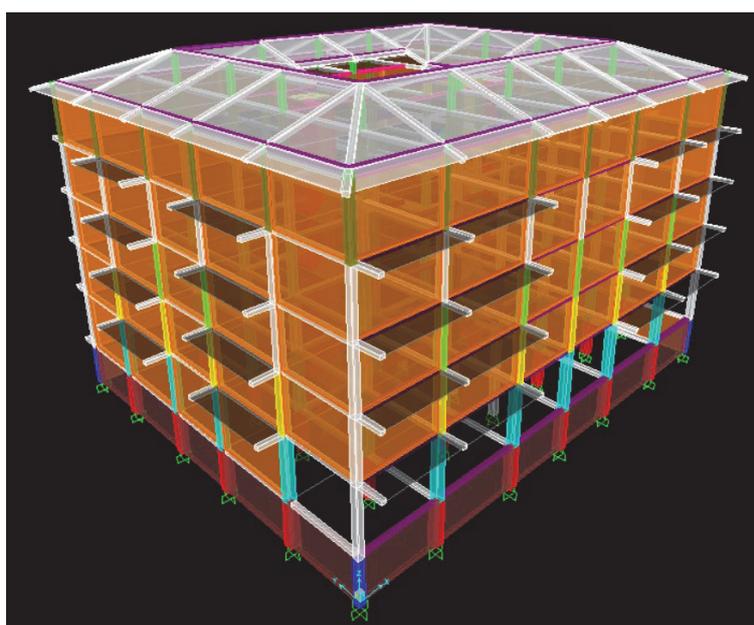


Figura 4.93. Modello FEM con tamponature come elementi shell (SAP2000).

Considerando sempre gli stessi materiali utilizzati precedentemente, definiti al 4.7.3, si creano due tipologie di sezioni: un elemento shell di spessore 25 cm per le tamponature contro terra ed un elemento shell di spessore 12 cm per tutte le altre tamponature.

Dall'analisi modale emerge che l'edificio così modellato risulta ancora più rigido di quello con puntoni equivalenti, infatti si abbassano i periodi. Però occorre tenere presente che in questa seconda modellazione non si sono considerate le aperture.

La tabella seguente mostra le differenze in termini di analisi modale tra le due alternative di modellazione: con puntoni equivalenti e aperture a sinistra, mentre con elementi shell e senza aperture a destra.

Tabella 4.49. Analisi modale: a sinistra modello con tamponature a puntoni equivalenti e aperture, a destra modello con tamponature shell senza aperture.

Modello con tamponature a puntoni equivalenti con aperture				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	0,58	0,75	0,01	0,01
2	0,52	0,00	0,76	0,01
3	0,37	0,01	0,00	0,78

Modello con tamponature shell senza aperture				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	0,31	0,00	0,00	0,00
2	0,31	0,77	0,00	0,05
3	0,29	0,00	0,78	0,00

4.8. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' E PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Nel presente capitolo si definisce il modello definitivo sul quale ci si baserà per la valutazione della capacità dell'edificio esistente e quindi per la progettazione dell'intervento di adeguamento sismico.

La valutazione della capacità si esegue applicando il Metodo A (N2) proposto dalle NTC 2018 al C7.3.4.2 della Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

L'intervento di adeguamento sismico del Collegio Fazzini consiste nella realizzazione di un sistema di controllo passivo esterno di tipo FB (Fixed-Base System), con l'obiettivo di salvaguardare i setti in c.a. dei nuclei ascensori allo SLC. Come descritto al 3.4.1, un sistema FB è un telaio controventato esterno all'edificio, ad esso collegato a livello di piano tramite dissipatori viscosi. Nel caso in oggetto è previsto l'utilizzo di dispositivi con comportamento lineare.

4.8.1. Modello definitivo

Visti gli approfondimenti di modellazione effettuati ai paragrafi 4.5, 4.6 e 4.7, il modello strutturale definitivo, attraverso cui si valuterà la capacità dell'edificio esistente e la progettazione dell'intervento di adeguamento sismico, è così costituito:

- Modello a base fissa, senza considerare la presenza delle fosse degli ascensori, ipotizzando la realizzazione di una soletta in c.a. di 15-20 cm di spessore di collegamento tra i plinti di fondazione;
- Constraint di piano, ipotizzando la realizzazione di una soletta in c.a. su ciascun implacato per ripristinare l'infinita rigidità nel piano;
- Si trascura la porzione di corridoio al piano terra con copertura in lamiera grecata, pensando ad una demolizione di essa;
- Si considera il contributo offerto dalle tamponature modellandole a puntoni equivalenti secondo la teoria di Decanini et al. (2004, 2014), ipotizzando interventi di rinforzo con presidi antiribaltamento.

Per quanto riguarda le non linearità si considerano:

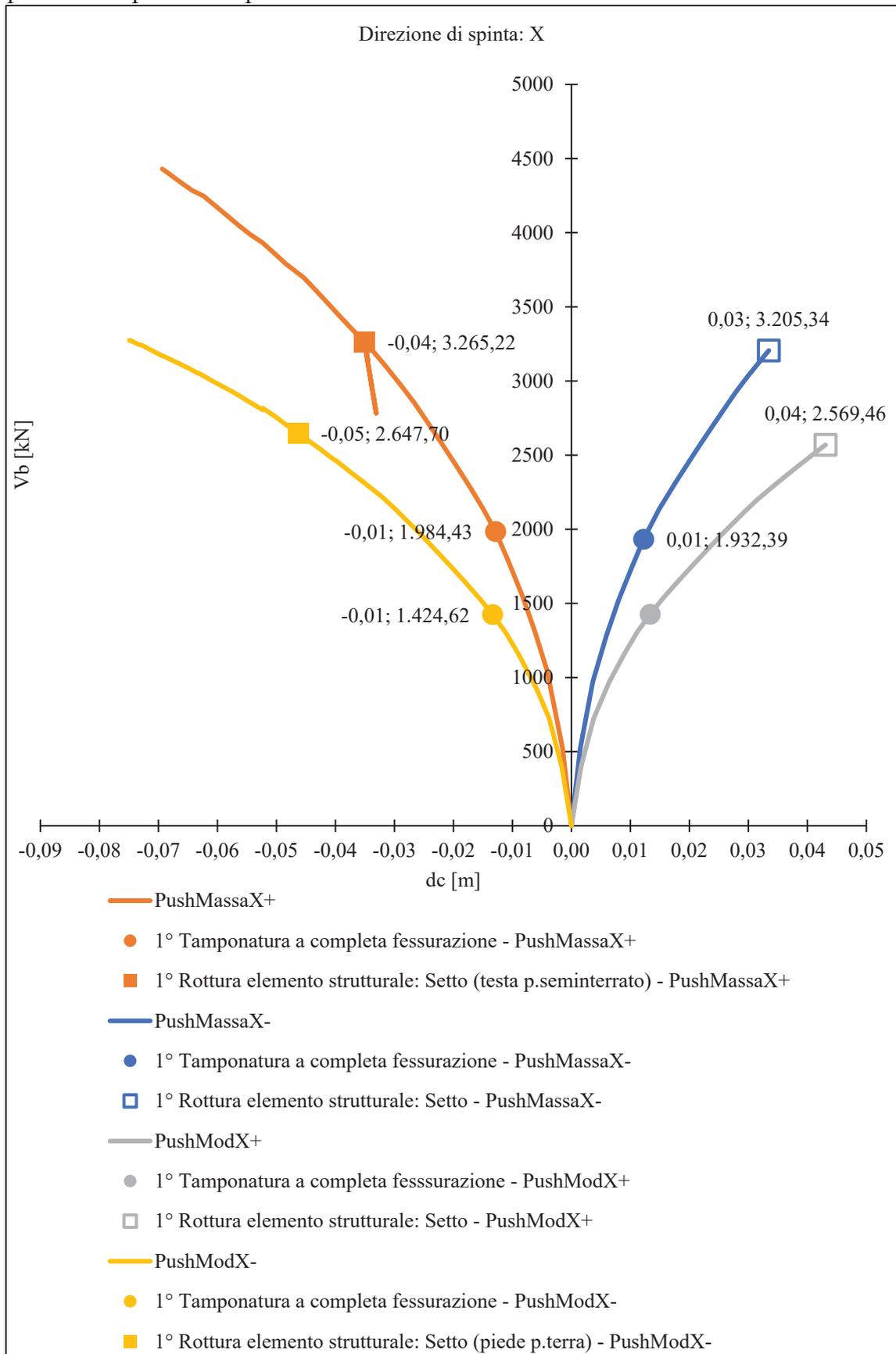
- Cerniere presso/tenso-flessionali (PMM) alla base ed in testa di ciascuna elevazione di ogni pilastrata;
- Cerniere presso/tenso-flessionali (PMM) alla base ed in testa di ciascuna elevazione dei setti in c.a. dei nuclei ascensori;
- Cerniere flessionali (M) ad ogni estremità delle travi presenti, sia travi REP che cordoli formati da travetti di solaio affiancati tra loro;
- Cerniere assiali (P) in mezzera di ciascun puntone equivalente.

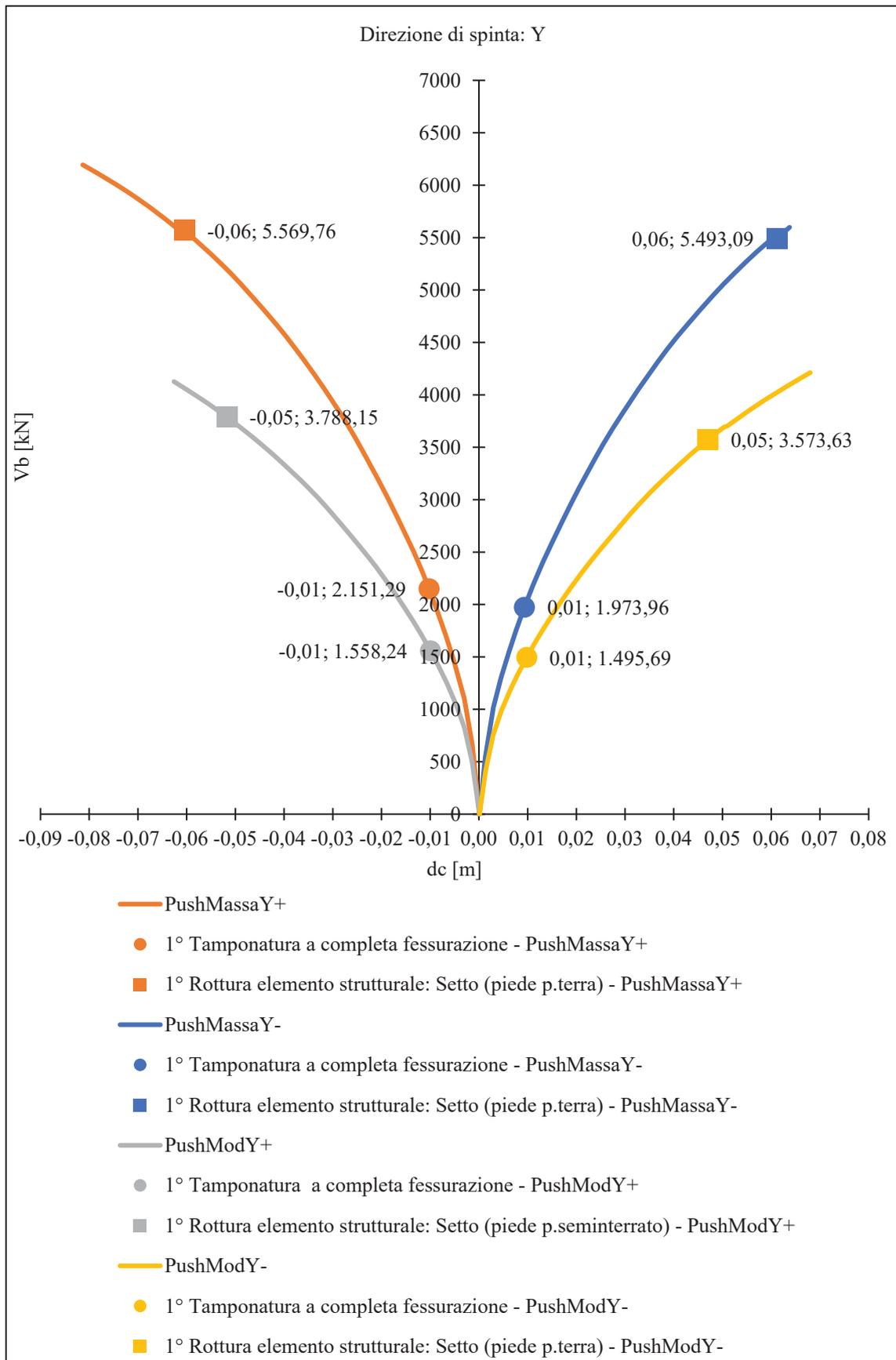
4.8.2. Analisi statica non lineare

Come descritto al 4.4.5, l'analisi statica non lineare permette di determinare il comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali, così da stimare la capacità in termini di taglio alla base e di spostamento del punto di controllo.

Di seguito si riportano le curve di pushover ottenute dall'analisi statica non lineare del modello definitivo (4.8.1) eseguita mediante l'ausilio del SAP2000. Per ogni caso di

spinta si evidenziano il raggiungimento della completa fessurazione della prima tamponatura e la rottura del primo elemento strutturale. Tra gli elementi strutturali, il primo a rompersi è sempre uno dei setti dei due nuclei ascensori.





Come si può osservare dalle curve di capacità appena riportate, l'edificio presenta una direzione debole: la direzione X. Infatti, mentre le tamponature arrivano a completa

fessurazione intorno a 1 cm per i casi di spinta in entrambe le direzioni, i setti arrivano a rottura per uno spostamento del punto di controllo di circa 3-4 cm in direzione X e di circa 5-6 cm in direzione Y.

Le analisi dei casi di spinta PushMassaX- e PushModX+ non convergono fino allo spostamento target assegnato; tuttavia, le cerniere dei setti risultano in stato avanzato prossime alla rottura, perciò si considera la rottura dei setti coincidente con l'ultimo punto delle curve rilevate.

L'inferiorità della direzione X è dovuta all'assenza di travi, le quali sono presenti solamente in direzione Y, ad eccezione dei vani scala che sono circondati da travi in entrambe le direzioni.

I nuclei ascensori giungono a rottura in maniera anticipata per effetto dei casi di spinta in direzione X, visto il numero minore di setti, orditi secondo il loro asse debole, che si trovano ad affrontare il problema compressione-trazione (*Figura 4.94*).

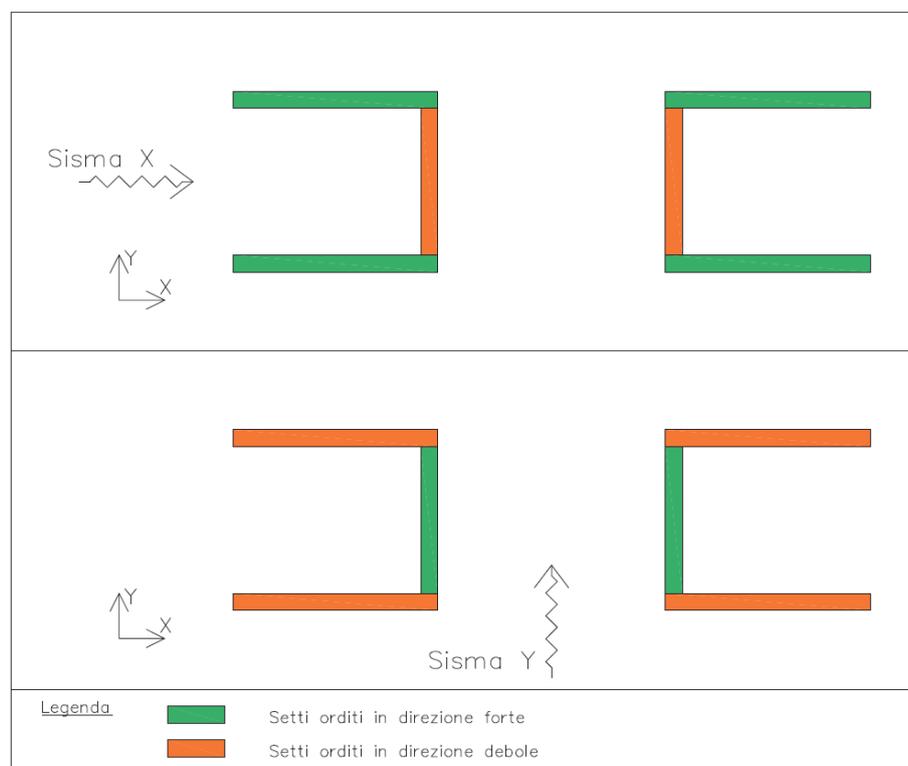


Figura 4.94. Orditura dei setti in c.a. dei nuclei ascensori.

In *Figura 4.94* sono rappresentati i due nuclei ascensori e l'orditura dei relativi setti, in direzione forte o debole, a seconda del verso del sisma. In particolare, per un sisma in direzione X i setti orditi secondo il loro asse forte sono quattro, mentre quelli secondo l'asse debole sono due. Questi ultimi si trovano a dover affrontare il problema compressione-trazione ed essendo orditi secondo la loro direzione debole arrivano presto a rottura. Invece, per il sisma in direzione Y i setti orditi in direzione forte sono solamente due, ma quelli secondo il loro asse debole sono quattro, quindi fronteggiano meglio il problema compressione-trazione rispetto a quanto succede in direzione ortogonale.

Se consideriamo, ad esempio, il caso di spinta PushMassaX+ possiamo osservare che le tamponature arrivano a completa fessurazione per uno spostamento del punto di controllo intorno a 1 cm. I setti in c.a. resistono fino a circa 4 cm di spostamento, quando si ha la rottura della prima cerniera di uno dei due nuclei. In *Figura 4.95* si può notare una panoramica delle cerniere che si formano e nel dettaglio quello che succede ai due vani scale ed ascensori.

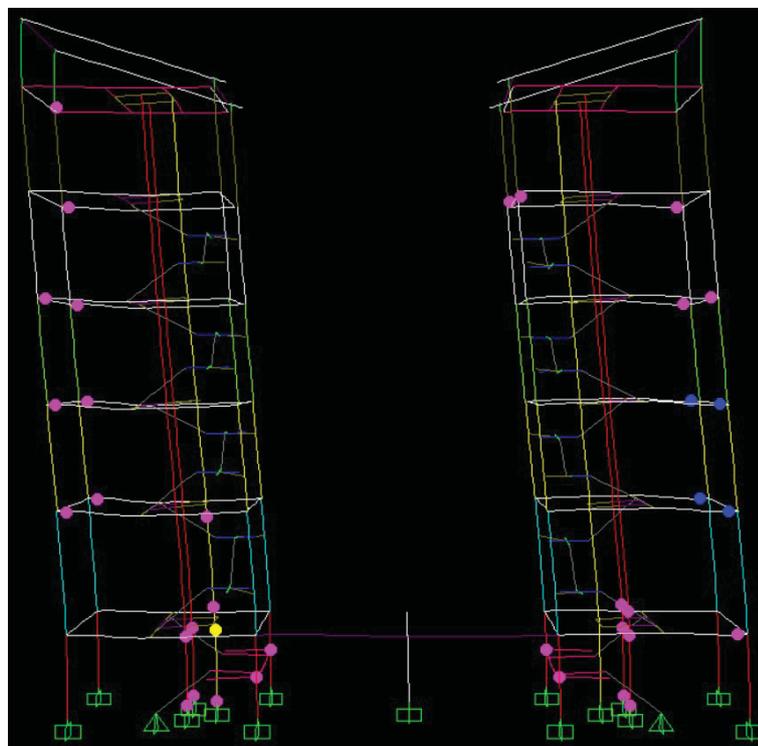
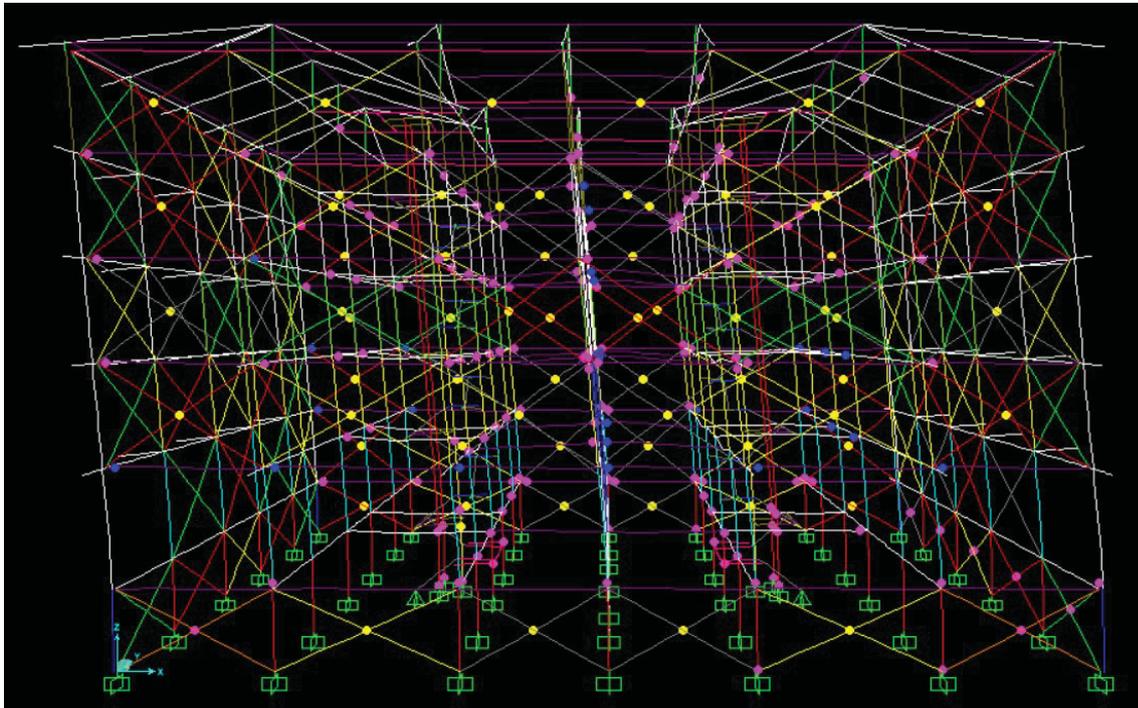


Figura 4.95. Caso di spinta PushMassaX+: in alto una panoramica del livello di danneggiamento dell'edificio, in basso il dettaglio dei due vani scale ed ascensori, (*SAP2000*).

Si fa presente che la scala di colori delle cerniere plastiche, riportata in *Figura 4.96*, è conforme alla normativa americana ASCE 41-13, sulla quale si basa la modellazione delle cerniere automatiche del SAP2000. I livelli B e C corrispondono rispettivamente a snervamento e rottura della cerniera. IO, LS e CP sono gli stati limite americani:

- Immediate Occupancy Building Performance Level (IO) corrisponde allo SLD, in seguito a sisma l'edificio non perde resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni sismiche, mantenendosi immediatamente utilizzabile;
- Life Safety Building Performance Level (LS) corrisponde allo SLV, l'edificio presenta rotture non strutturali e significativi danni agli elementi strutturali, tuttavia conserva un margine di sicurezza nei confronti del collasso;
- Collapse Prevention Building Performance Level (CP) corrisponde allo SLC, infatti l'edificio è caratterizzato a livello non strutturale da gravi rotture e crolli, mentre a livello strutturale da danni gravi, quindi ha uno scarso margine di sicurezza nei confronti del collasso.

Mentre i livelli IO e LS si succedono sul ramo plastico delle cerniere tra snervamento e rottura (B e C), CP coincide con il punto C corrispondente alla rottura.

Figura 4.96. Stati limite, ASCE 41-13.



Facendo riferimento sempre alla *Figura 4.95*, tra la completa fessurazione della prima tamponatura e la rottura del primo setto in c.a., qualche cerniera PMM dei pilastri si snerva senza arrivare a rottura. Allo stesso modo accade per qualche REP e per quasi tutti i cordoli perimetrali costituiti da travetti di solaio affiancati.

I primi elementi strutturali a rompersi, come detto, sono i setti dei due nuclei ascensori. Per questo caso di spinta – PushMassaX+ – la prima cerniera che si rompe è situata in testa alla prima elevazione del setto ordito in direzione Y del nucleo A, distinta dal pallino giallo in *Figura 4.95*. In *Figura 4.97* sono raffigurati i legami costitutivi della cerniera che arriva a rottura: il primo grafico – in alto – rappresenta il legame sforzo assiale-deformazione plastica; il secondo – in basso a sinistra – momento in direzione Y-rotazione plastica, mentre il terzo – in basso a destra – momento in direzione X-rotazione plastica. Come si può notare dal primo grafico la crisi del setto è dovuta alla trazione, infatti si tratta proprio di uno dei due setti orditi secondo l'asse debole per la direzione di spinta X.

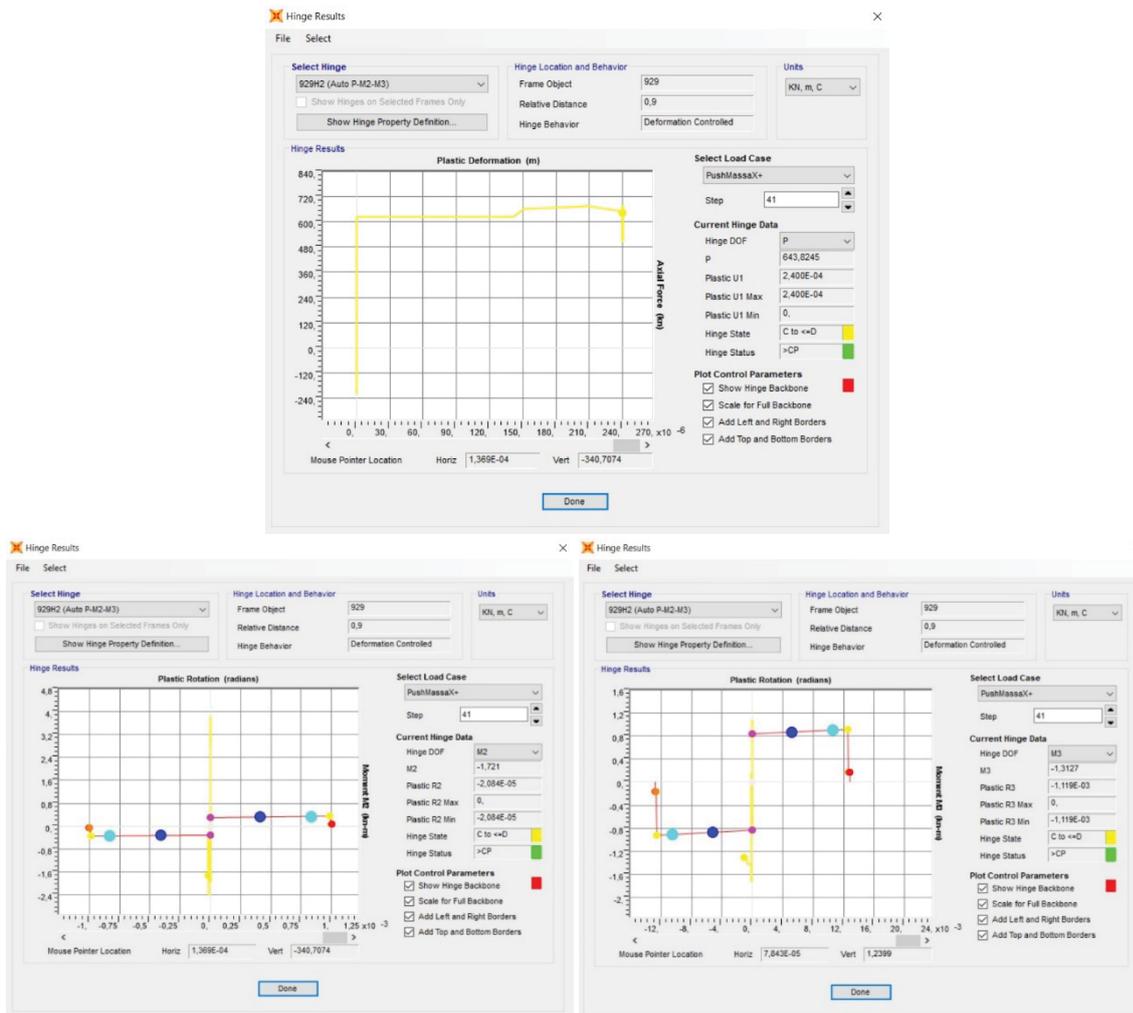


Figura 4.97. Legami costitutivi della cerniera del setto in c.a. che arriva a rottura per il caso di spinta PushMassaX+: in alto sforzo assiale-deformazione plastica; in basso a sinistra momento in direzione Y-rotazione plastica, in basso a destra momento in direzione X-rotazione plastica (SAP2000).

Analogamente, anche negli altri casi di spinta i setti in c.a. si rompono per trazione. Nel seguito analizziamo il caso PushMassaY+ (Figura 4.98). Anche in questo caso, le cerniere delle tamponature iniziano a rompersi intorno a 1 cm, mentre i setti del nucleo ascensore a circa 6 cm. Tra la rottura delle tamponature e quella dei setti in c.a. si snervano alcune cerniere dei pilastri ed anche alcune delle travi, in particolare diverse cerniere delle travi REP si spingono fino al livello IO. In questo caso le travi REP soffrono maggiormente, infatti la direzione di spinta coincide con quella di orditura di tali elementi strutturali (Figura 4.99). La prima rottura strutturale riguarda un setto ordito in direzione X appartenente al nucleo A. La cerniera si trova alla base dell'elevazione piano terra ed in Figura 4.100 si riportano i legami costitutivi: come si può notare la crisi giunge sempre per trazione.

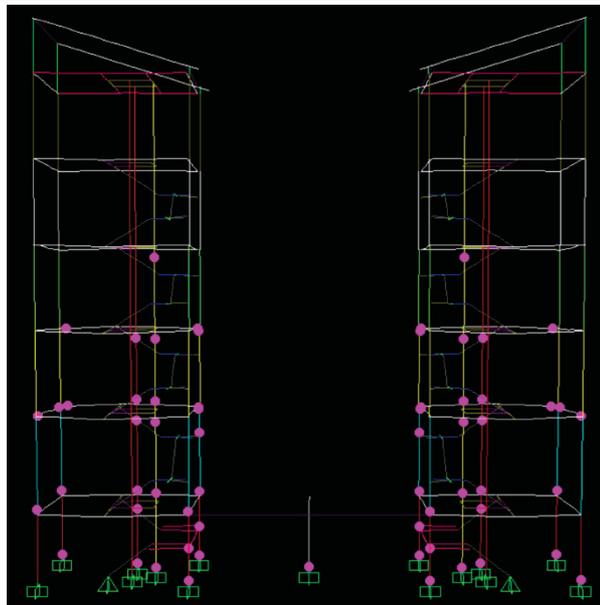
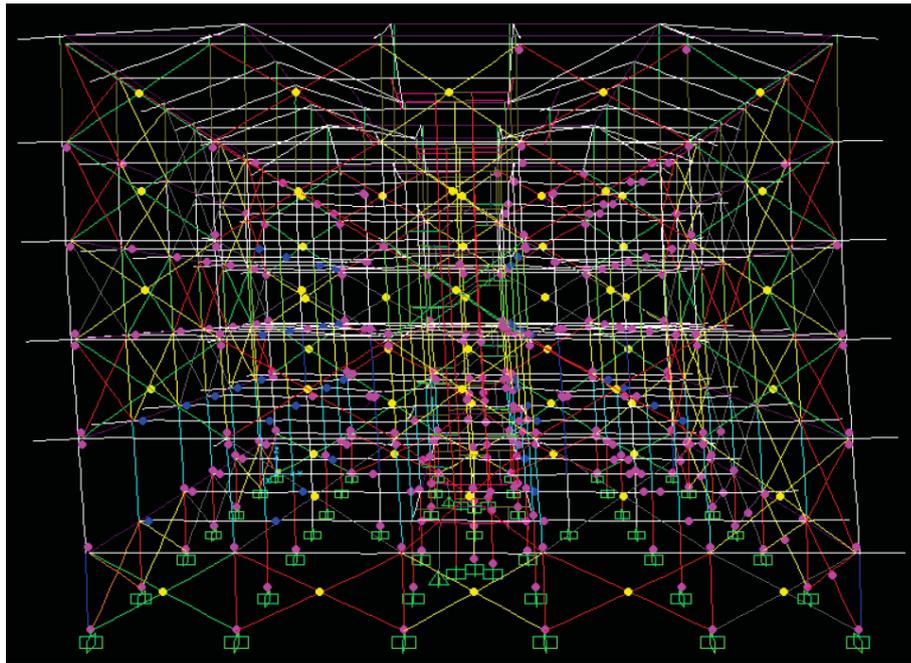


Figura 4.98. Caso di spinta PushMassaY+: in alto una panoramica del livello di danneggiamento dell'edificio, in basso il dettaglio dei due vani scale ed ascensori (SAP2000).

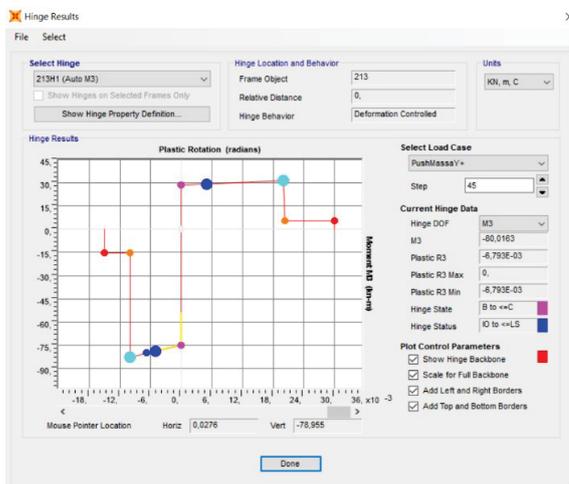


Figura 4.99. Esempio di cerniera plastica di una trave REP (SAP2000).

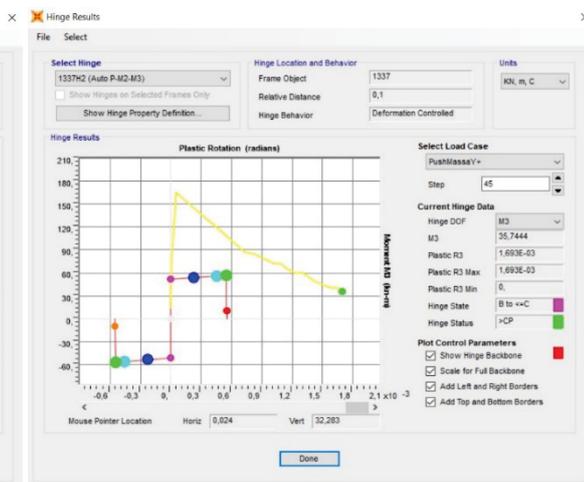
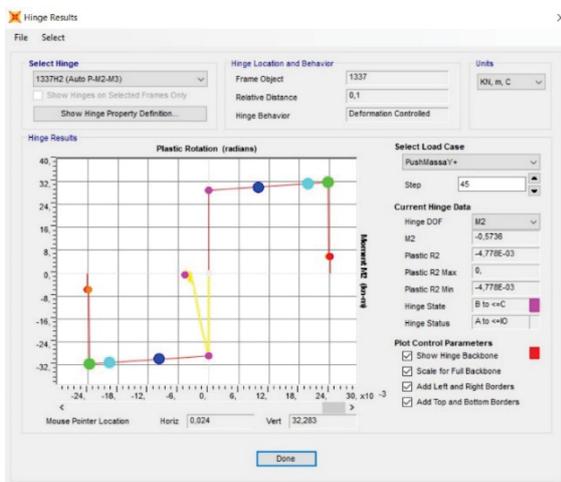
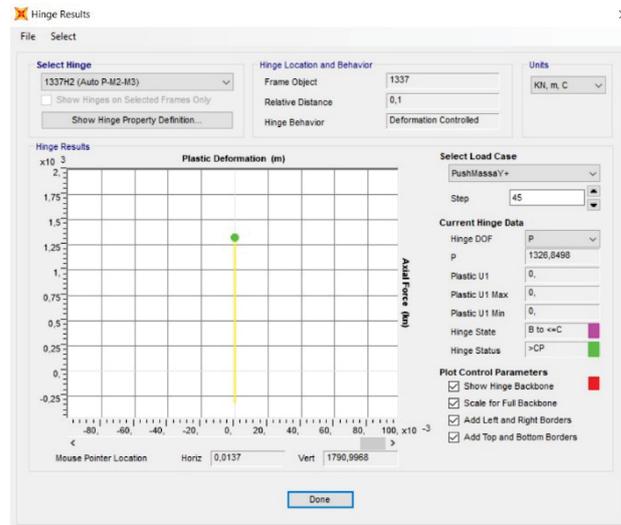


Figura 4.100. Legami costitutivi della cerniera del setto in c.a. che arriva a rottura per il caso di spinta PushMassaY+: in alto sforzo assiale-deformazione plastica; in basso a sinistra momento in direzione Y-rotazione plastica, in basso a destra momento in direzione X-rotazione plastica (SAP2000).

4.8.3. Metodo A

Una volta eseguita l'analisi statica non lineare, per ogni stato limite è possibile confrontare la curva di capacità con la domanda di spostamento in modo tale da individuare il livello di prestazione raggiunto. Occorre quindi associare al sistema strutturale reale MDOF (Multi-Degree Of Freedom) un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF, Single-Degree Of Freedom).

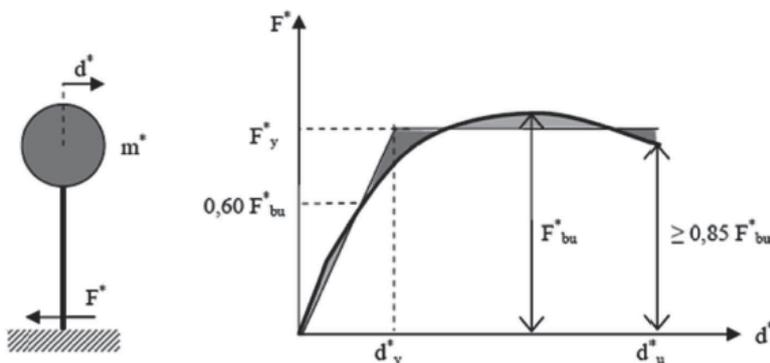


Figura 4.101. Figura C.7.3.1, Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP.

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati rispettivamente al taglio alla base F_b ed allo spostamento del punto di controllo d_c del sistema reale mediante le relazioni seguenti:

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} = \frac{\sum_i m_i \varphi_i}{\sum_i m_i \varphi_i^2}$$

dove

- Γ è il fattore di partecipazione modale;
- m_i è la massa del piano i-esimo;
- φ_i è lo spostamento modale del piano i-esimo normalizzato rispetto allo spostamento dell'ultimo piano, cioè del punto di controllo, nella direzione considerata.

Per la determinazione dell'energia dissipata dal sistema e dello smorzamento equivalente, è utile sostituire la curva di capacità del sistema equivalente con una curva bilineare. La tecnica di bilinearizzazione si basa sul principio di equivalenza energetica: si impone l'uguaglianza tra l'area sottesa dalla curva bilineare e quella sottesa dalla curva $F^* - d^*$. Le NTC 2018 propongono al C7.3.4.2 due metodi per l'individuazione del punto di prestazione (PP) della struttura:

- Metodo A (N2), basato sulla determinazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti o uguale energia;
- Metodo B (CSM), basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

Nel presente studio, si applica il Metodo A che consiste nel sostituire la curva di capacità del sistema equivalente con una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico, come illustrato in *Figura 4.101*.

Note la resistenza massima del sistema strutturale reale F_{bu} e la resistenza massima del sistema equivalente $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$:

- Il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto corrispondente a $0,6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente;
- La forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

Il periodo elastico T^* del sistema bilineare è dato da:

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

dove

- $m^* = \sum_i m_i \varphi_i$;
- k^* è la rigidezza del ramo elastico della curva bilineare.

Per la determinazione della domanda anelastica di spostamento è opportuno tenere conto dei seguenti casi:

- Se $T^* \geq T_c$, la domanda in spostamento anelastica è uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo

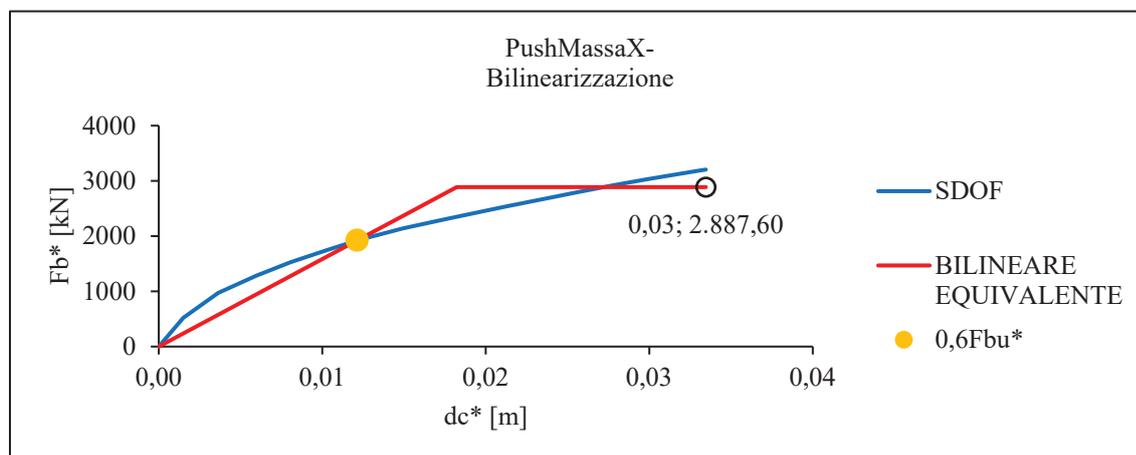
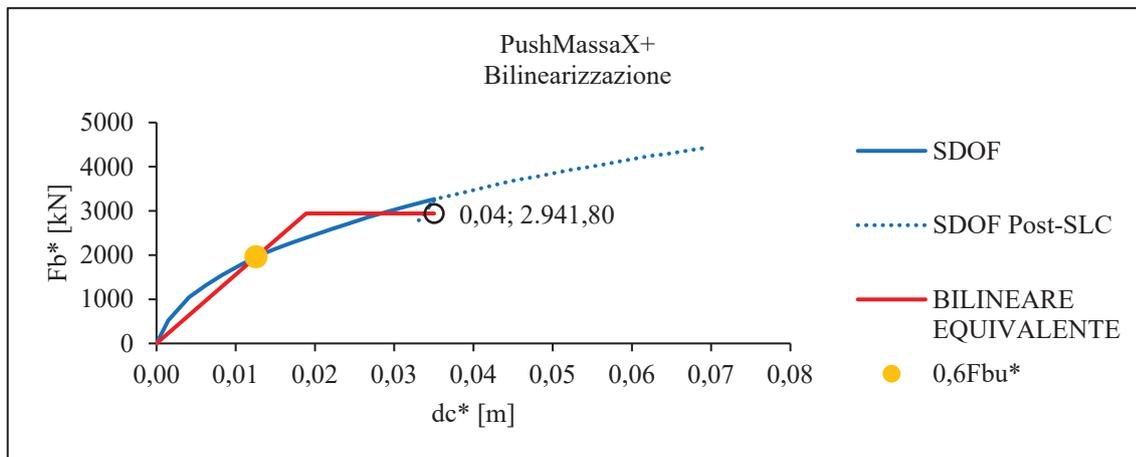
$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*);$$

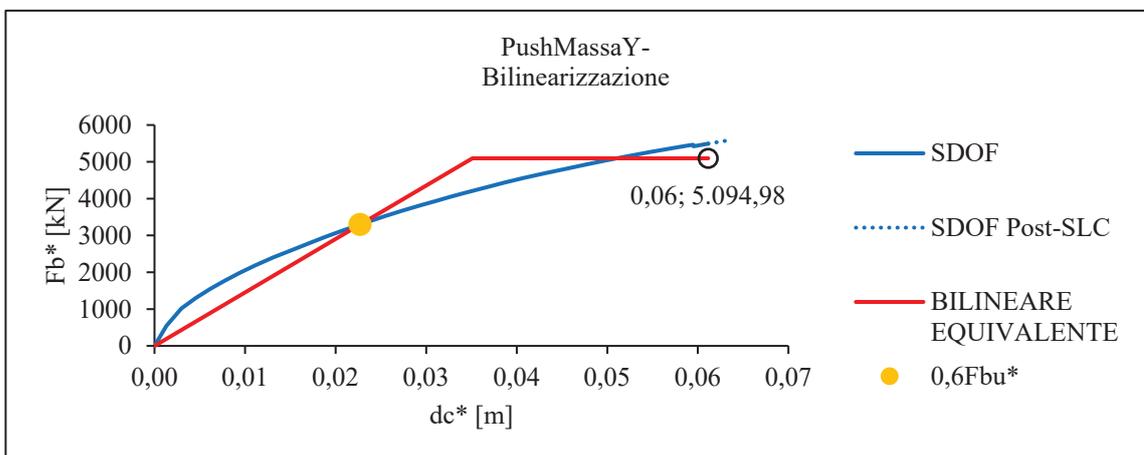
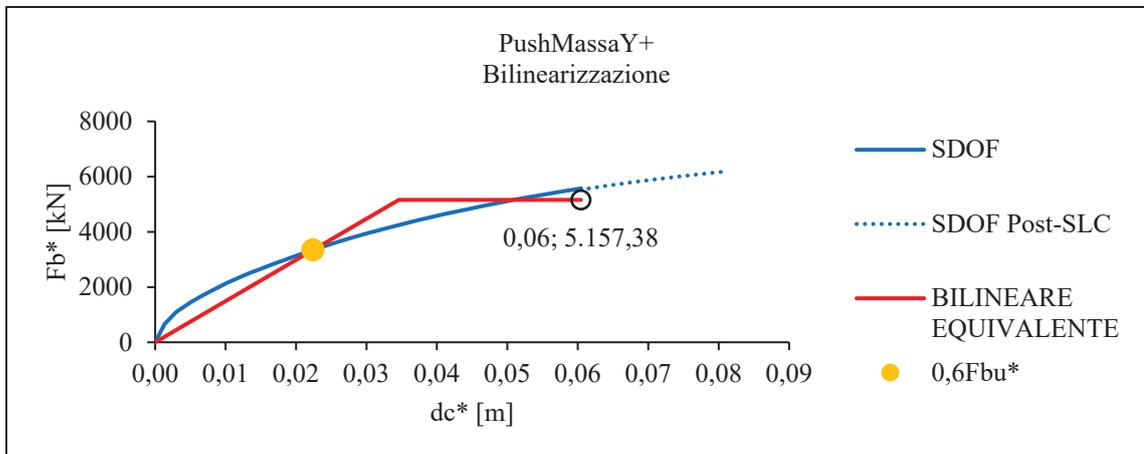
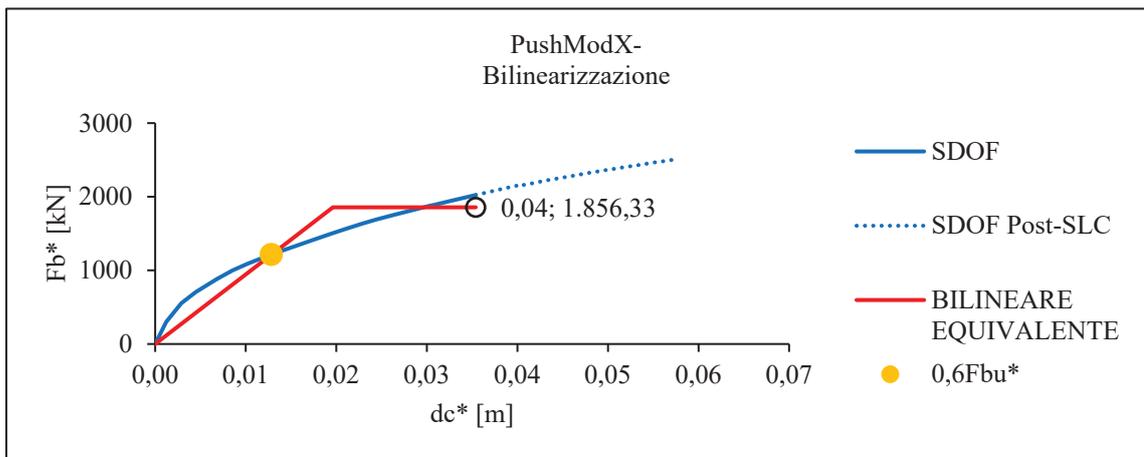
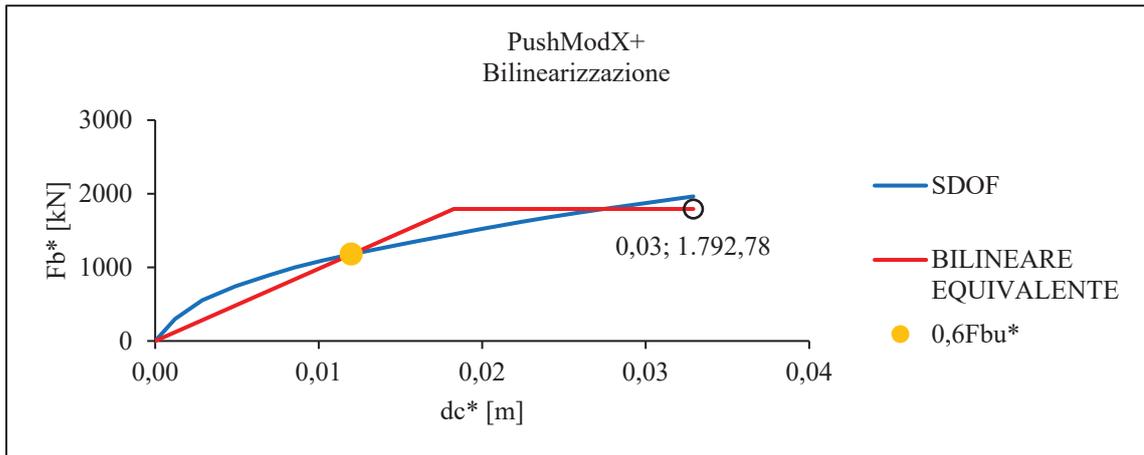
- Se $T^* < T_c$, la domanda in spostamento anelastica è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene attraverso la seguente relazione

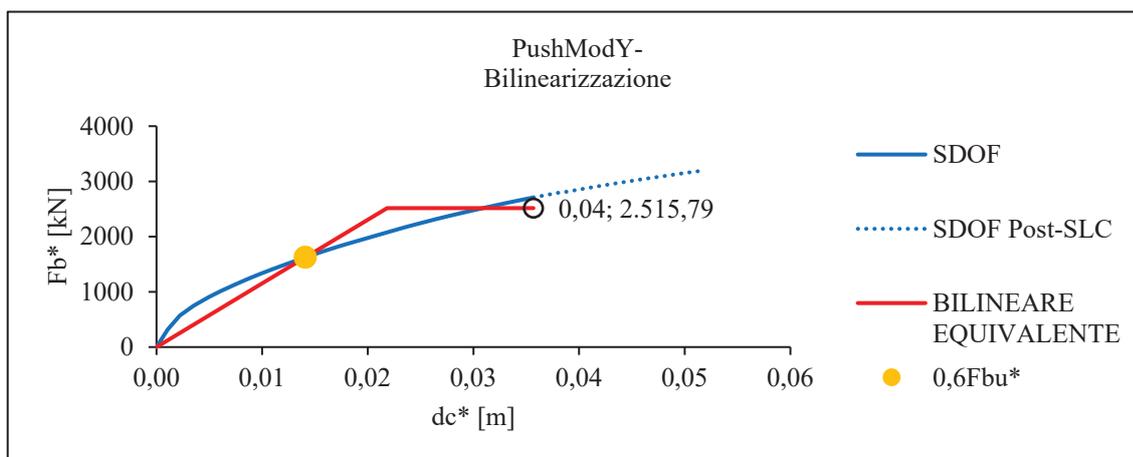
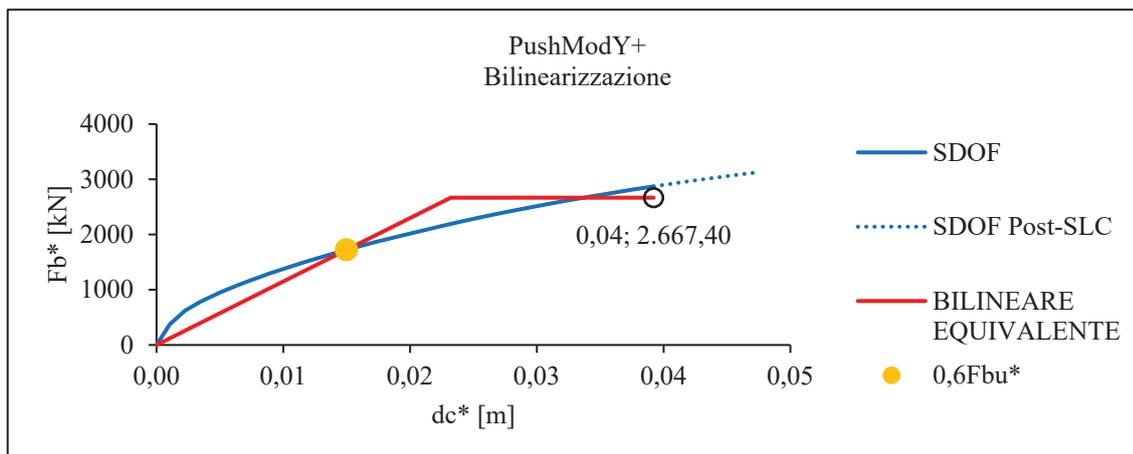
$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

in cui $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$ è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente; se $q^* \leq 1$ si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Come evidenziato dalle curve di pushover riportate al 4.8.2, tra gli elementi strutturali i primi a subire rotture sono i setti per tutti i casi di spinta. Volendo salvaguardare i setti allo SLC, si interrompe la curva di capacità in corrispondenza della prima rottura strutturale. Di seguito sono rappresentate le curve di capacità bilinearizzate secondo il metodo A per ogni caso di spinta.







Nei grafici sopra sono riportate le coordinate, in termini di spostamento del punto di controllo e di taglio alla base, del punto finale della bilineare, che coincide con la prima rottura che si verifica a livello dei setti dei nuclei ascensori e quindi con il raggiungimento dello SLC.

Bilinearizzata la curva di capacità, si determina la duttilità del telaio μ_t dal rapporto tra lo spostamento ultimo d_u^* e lo spostamento a snervamento d_y^* .

$$\mu_t = \frac{d_u^*}{d_y^*}$$

Nota la duttilità, è possibile stimare lo smorzamento ξ_t che l'edificio è in grado di offrire mediante la formula di Priestley:

$$\xi_t = 0,05 + 0,565 \frac{\mu_t - 1}{\pi \mu_t}$$

4.8.4. Confronto capacità-domanda

Noti i seguenti parametri:

- Coordinate geografiche del sito, latitudine 43°,131819 N e longitudine 13°,063831 E;
- Categoria B del sottosuolo;
- Categoria topografica T1;
- Classe d'uso II prevista per la costruzione, $C_u=1$;
- Vita nominale 75 anni;

si determinano gli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione, rappresentanti la domanda, per i vari stati limite (Figura 4.102).

Sapendo che lo spettro in spostamento $S_{ed}(T)$ si può ricavare dalla seguente espressione

$$S_{ed}(T) = S_{ea}(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

è possibile rappresentare la domanda sul piano ADRS, $S_a - S_d$ (Figura 4.103).

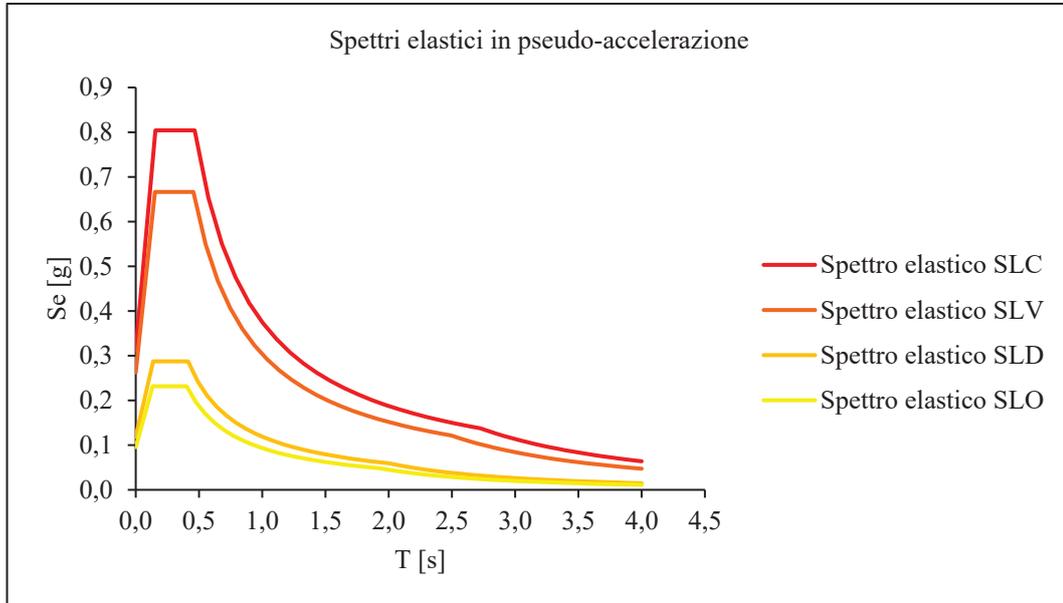


Figura 4.102. Spettri elastici in pseudo-accelerazione determinati.

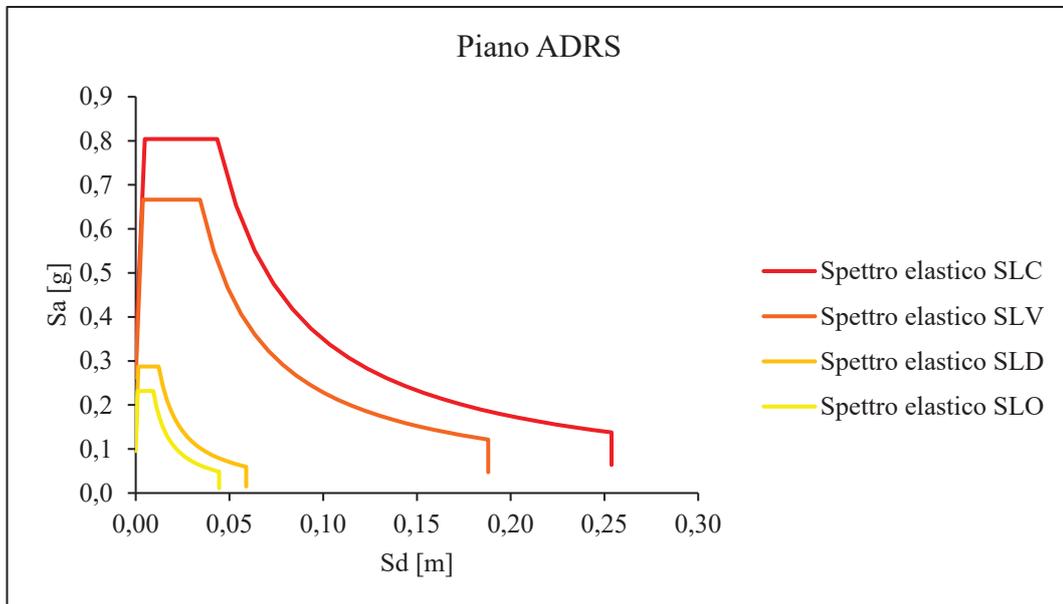


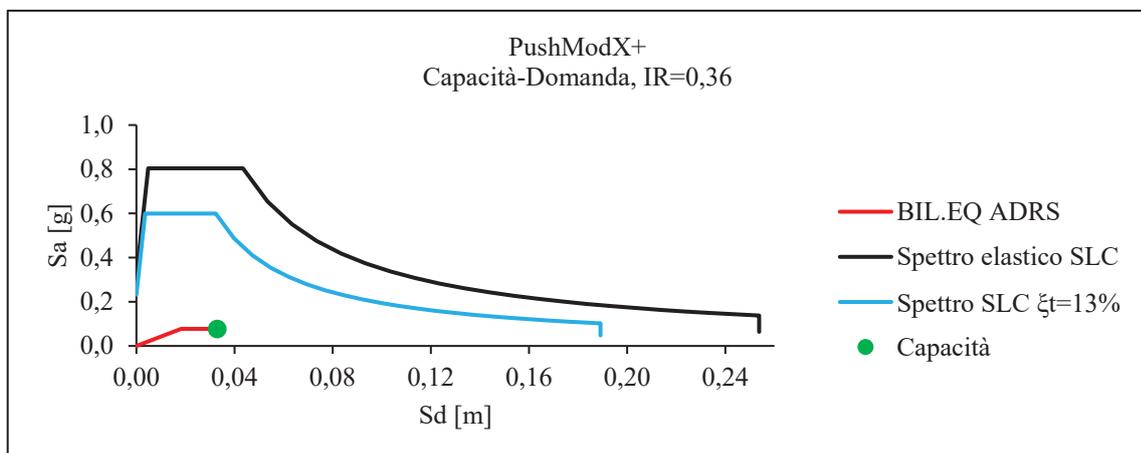
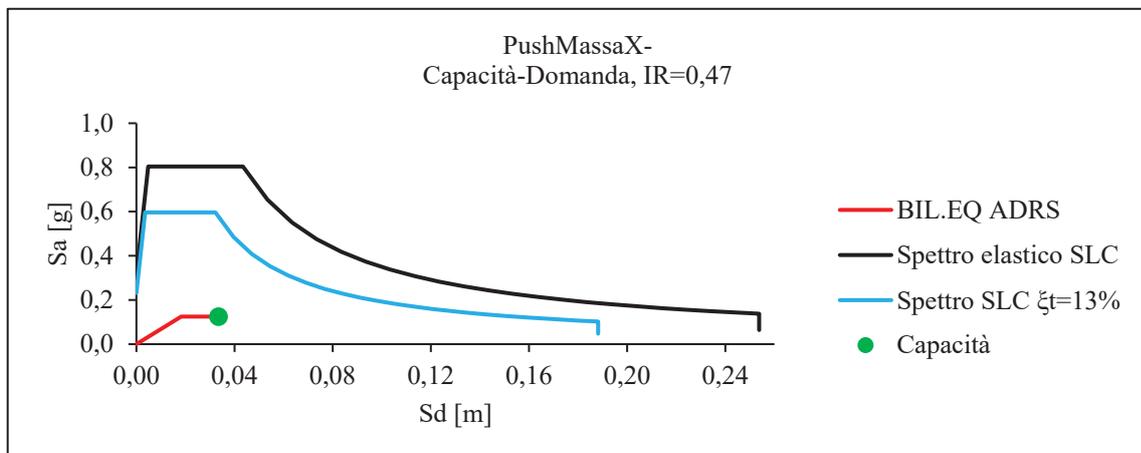
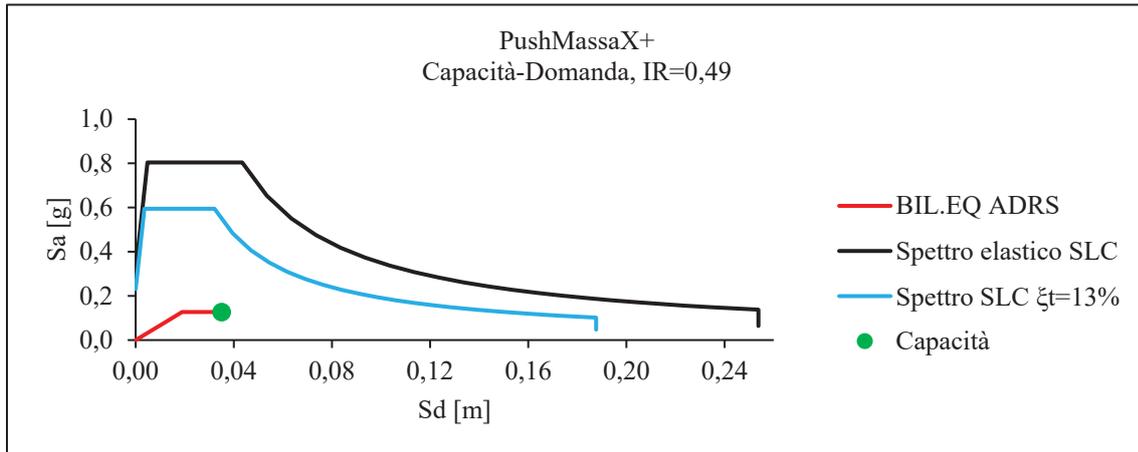
Figura 4.103. Spettri elastici determinati sul piano ADRS.

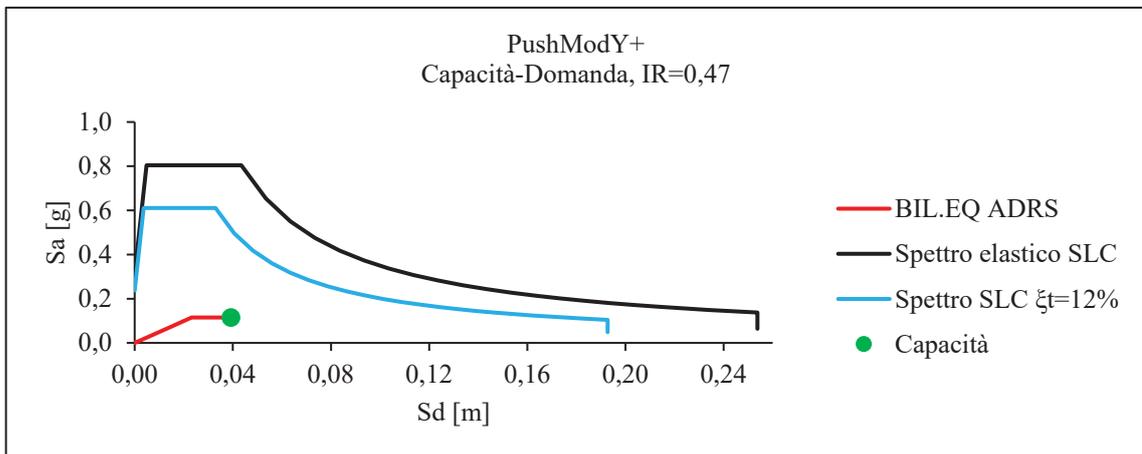
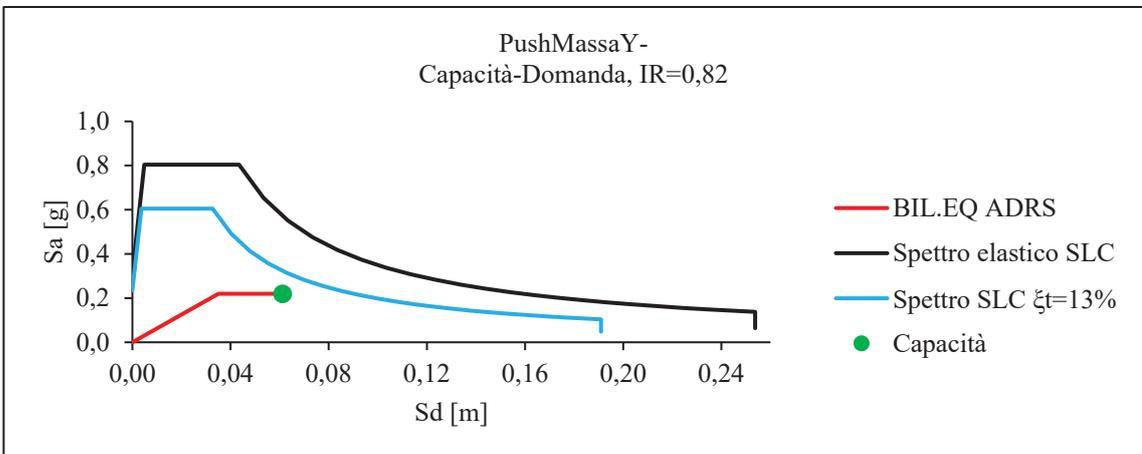
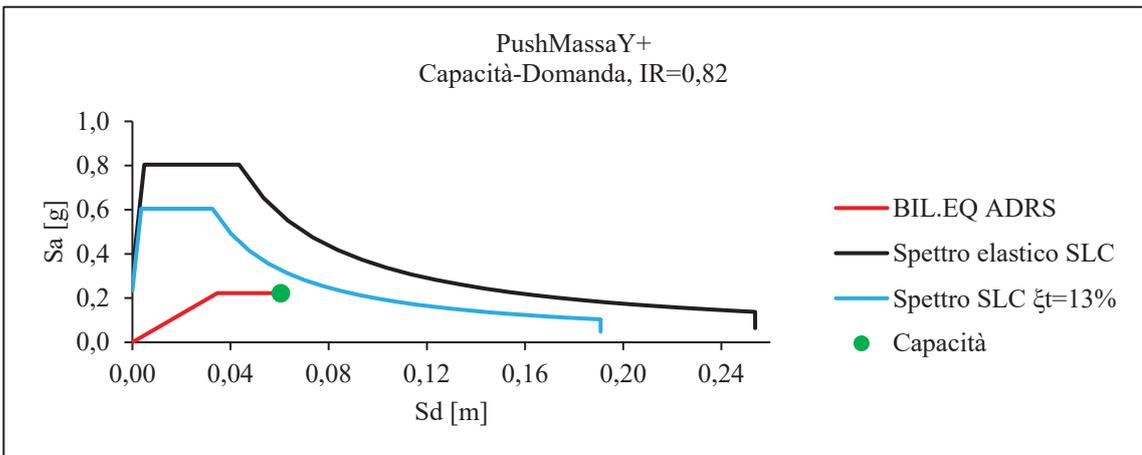
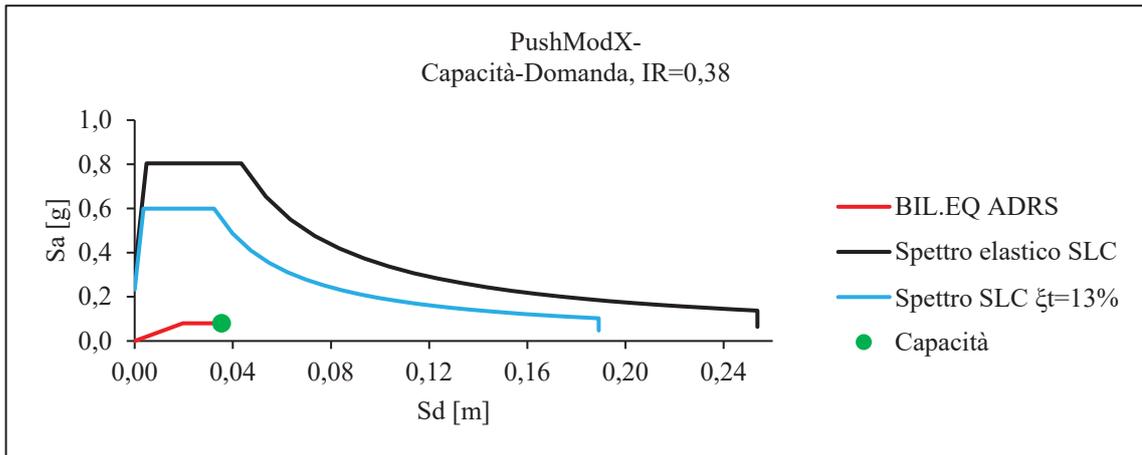
A questo punto si confrontano sul piano ADRS la capacità e la domanda corrispondente allo SLC, dato che l'obiettivo è proteggere i setti dei nuclei ascensori fino allo stato limite di prevenzione del collasso. Sul piano ADRS si riporta anche lo spettro SLC ridotto tenendo conto dello smorzamento ξ_t del telaio esistente.

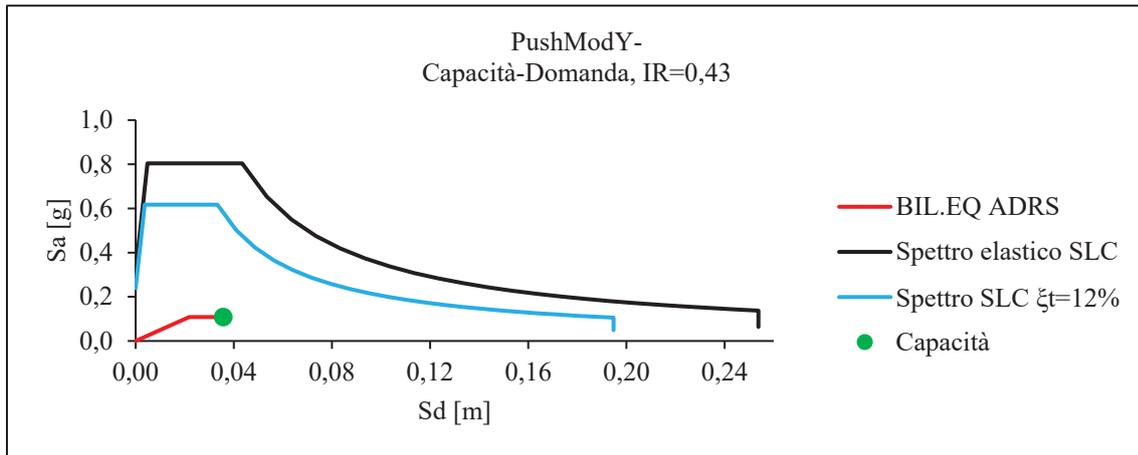
Dal confronto, è possibile stimare l'indice di rischio come rapporto tra le accelerazioni di picco al suolo (PGA, Peak-Grond Acceleration) di capacità $a_{g,c}$ e domanda $a_{g,d}$.

$$IR = \frac{a_{g,c}}{a_{g,d}}$$

Di seguito si mostra il confronto capacità-domanda per ogni caso di spinta e, come si può notare, l'indice di rischio risulta sempre inferiore a 1, per cui è richiesto un intervento di adeguamento sismico dell'edificio. Infatti, anche abbattendo lo spettro elastico per lo smorzamento del telaio, la capacità non è sufficiente a rispondere alla domanda, per cui è richiesto uno smorzamento aggiuntivo.







4.8.5. Predimensionamento del sistema di dissipazione

Lo smorzamento aggiuntivo necessario all'identificazione del performance point allo SLC, per proteggere i setti dalla rottura come stabilito, si può determinare note le equazioni dei tratti dello spettro elastico in pseudo-accelerazione.

$$S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right), \text{ se } T < T_B$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_0, \text{ se } T_B \leq T < T_C$$

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

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

Infatti, sapendo che $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$, è possibile ricavare lo smorzamento aggiuntivo ξ_d invertendo le equazioni riportate sopra.

I casi di spinta, rispettivamente in direzione X e Y, caratterizzati dal minor indice di rischio risultano essere il PushModX+, per cui $IR = 0,36$, ed il PushModY-, $IR = 0,43$. Quindi tali casi di spinta saranno anche quelli a richiedere il massimo smorzamento aggiuntivo per le direzioni considerate. Applicando le equazioni di cui sopra, gli smorzamenti aggiuntivi necessari risultano pari a $\xi_{d,X} = 71\%$ e $\xi_{d,Y} = 50\%$.

Essendo gli smorzamenti ricavati nettamente superiori al 28%, smorzamento limite per cui $\eta = 0,55$, non è corretto abbattere lo spettro utilizzando la regola $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$. Per questo motivo si procede nel modo seguente:

- 1) Puro predimensionamento dei dispositivi di dissipazione considerando come smorzamenti aggiuntivi $\xi_{d,X} = 71\%$ e $\xi_{d,Y} = 50\%$;
- 2) Valutazione dell'efficacia del sistema di dissipazione predimensionato mediante un'analisi dinamica non lineare con accelerogrammi.

Per l'adeguamento sismico del Collegio Fazzini si prevede, in questo caso studio, la realizzazione di un sistema di controllo passivo esterno del tipo FB. Come descritto al capitolo 3.4.1, un sistema FB, Fixed-Base System, è un telaio controventato esterno all'edificio, dotato di fondazione propria e connesso alla struttura esistente attraverso dissipatori viscosi a livello di piano. Gli smorzatori lavorano dunque per spostamenti di piano.

Nel caso del Fazzini, si pensa di collocare il sistema di dissipazione nel cortile interno vista l'assenza di ostacoli e, demolendo la porzione di solaio del cortile interno al piano terra, la fondazione del sistema FB sarà alla stessa quota del piano di posa delle fondazioni esistenti, cioè a livello del piano seminterrato. Tale sistema viene connesso all'edificio a livello degli impalcati corrispondenti ai piani 2, 3, 4 e sottotetto, dato che ai piani inferiori gli spostamenti sono molto piccoli.

In Figura 4.104.a è illustrata la configurazione in pianta prevista per il sistema di dissipazione. Come si può notare, gli smorzatori viscosi sono in totale 10 per impalcato, partendo dall'impalcato di calpestio del secondo piano verso l'alto. In particolare, essendo presenti dei dissipatori inclinati di 45° che si attivano per spostamenti in entrambe le direzioni, si hanno 6 dissipatori che lavorano per lo spostamento di piano in X, mentre 4 che lavorano per lo spostamento in Y (Figura 4.104.b). In totale gli impalcati connessi al sistema FB sono quattro, perciò complessivamente gli smorzatori (FVDs, Fluid Viscous Dampers) sono 40, 24 lavorano in X e 16 in Y.

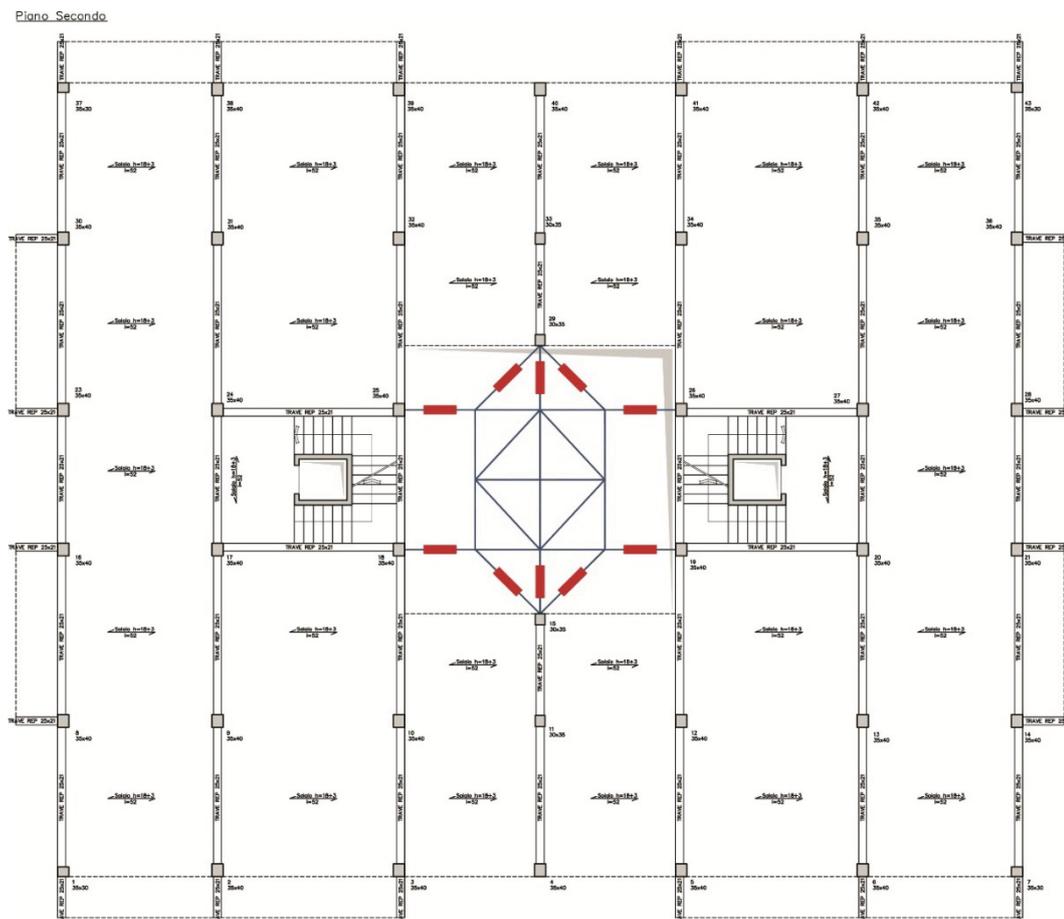


Figura 4.104.a. Configurazione in pianta del sistema di dissipazione FB collocato nel cortile interno del Collegio Fazzini.

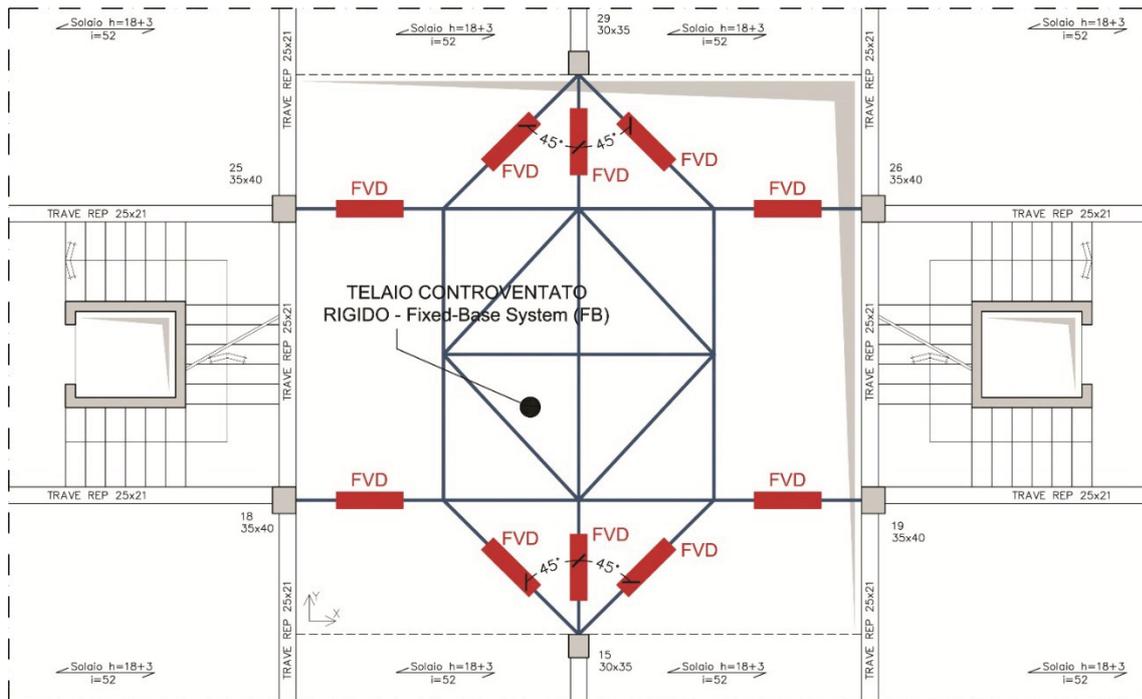


Figura 4.104.b. Dettaglio del sistema FB connesso all'edificio a livello di piano mediante 6 FVDs in direzione X e 4 FVDs in direzione Y.

Considerando l'analisi modale del telaio senza tamponature, dato che allo SLC esse risultano completamente fessurate, si ha un secondo modo traslazionale in X ed un terzo modo traslazionale in Y, di periodi rispettivamente $T_2 = 1,68 s$ e $T_3 = 1,52 s$. Noti gli spostamenti modali e le masse di piano si determinano i fattori di partecipazione modale per ciascun modo traslazionale principale (Tabelle 4.50 e 4.51):

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \bar{\phi}_i}{\sum_{i=1}^N m_i \bar{\phi}_i^2}$$

in cui $\bar{\phi}_i$ è lo spostamento normalizzato dell'impalcato i-esimo rispetto all'ultimo impalcato.

Tabella 4.50. Calcolo del fattore di partecipazione modale per il modo principale traslazionale in X, modo 2.

		MODO 2 (X)						
i	Impalcati	Massa [kNs ² /m]	Spost. Modali X [m]	Spost. Normalizzati $\bar{\phi}_x$	m* [kNs ² /m]	Γ	T2 (X)	ω
							[s]	[1/s]
1	Terra	708,78	0,001	0,04	1893,34	1,43	1,68	3,74
2	Primo	721,55	0,005	0,18				
3	Secondo	694,93	0,010	0,37				
4	Terzo	686,71	0,015	0,57				
5	Quarto	678,09	0,021	0,79				
6	Sottotetto	552,74	0,027	1,00				

Tabella 4.51. Calcolo del fattore di partecipazione modale per il modo principale traslazionale in Y, modo 3.

		MODO 3 (Y)						
i	Impalcati	Massa	Spost. Modali Y	Spost. Normalizzati	m*	Γ	T3 (Y)	ω
		[kNs ² /m]	[m]	$\bar{\phi}_Y$	[kNs ² /m]		[s]	[1/s]
1	Terra	708,777	0,001	0,05	2103,01	1,38	1,52	4,14
2	Primo	721,553	0,006	0,24				
3	Secondo	694,926	0,011	0,45				
4	Terzo	686,713	0,016	0,66				
5	Quarto	678,095	0,021	0,85				
6	Sottotetto	552,738	0,025	1,00				

Applicando la formula seguente, noti gli smorzamenti aggiuntivi precedentemente stimati, è possibile calcolare la costante viscosa c che il sistema di dissipazione dovrà avere in direzione X ed in direzione Y:

$$c_X = \frac{\xi_{d,X} \cdot 2\omega_X \sum_{i=3}^6 m_i \bar{\phi}_{i,X}^2}{\sum_{i=3}^6 \bar{\phi}_{i,X}^2}$$

$$c_Y = \frac{\xi_{d,Y} \cdot 2\omega_Y \sum_{i=3}^6 m_i \bar{\phi}_{i,Y}^2}{\sum_{i=3}^6 \bar{\phi}_{i,Y}^2}$$

Sapendo che in direzione X gli smorzatori totali sono 24 mentre 16 in Y, secondo il predimensionamento effettuato le costanti dei singoli dissipatori C_L risultano:

$$C_{L,X} = 137 \text{ kNs/m} \text{ e } C_{L,Y} = 163 \text{ kNs/m}.$$

Inoltre, mediante le formule sottostanti si stimano le corse dei dissipatori e le relative forze (Tabelle 4.52 e 4.53).

$$s_j = d_u \varphi_{1,j}$$

$$F_j = c_d \omega_t s_j$$

Tabella 4.52. Stima delle corse e delle forze degli smorzatori (FVDs) in direzione X.

Piano	FVDs esterni	m _i	$\bar{\phi}_X$	s _{i,X}	F _{i,X}
	Direzione X	[kNs ² /m]		[m]	[kN]
Terra	/	708,78	0,036	/	/
Primo	/	721,55	0,183	/	/
Secondo	6	694,93	0,366	0,017	9
Terzo	6	686,71	0,573	0,027	14
Quarto	6	678,09	0,790	0,037	19
Sottotetto	6	552,74	1,000	0,047	24
TOTALE	24				

Tabella 4.53. Stima delle corse e delle forze degli smorzatori (FVDs) in direzione Y.

Piano	FVDs esterni	m_i	$\bar{\phi}_Y$	$s_{i,Y}$	$F_{i,Y}$
	Direzione Y	[kNs ² /m]		[m]	[kN]
Terra	/	708,78	0,049	/	/
Primo	/	721,55	0,238	/	/
Secondo	4	694,93	0,450	0,022	15
Terzo	4	686,71	0,660	0,032	22
Quarto	4	678,09	0,852	0,042	28
Sottotetto	4	552,74	1,000	0,049	33
TOTALE	16				

4.9. PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI DISSIPAZIONE: ANALISI DINAMICA NON LINEARE

La progettazione vera e propria si effettua tramite un'analisi dinamica non lineare dell'edificio esistente caratterizzato dai dissipatori viscosi predimensionati. In caso i risultati dell'analisi confermino la non idoneità dei dissipatori viscosi predimensionati, si procede ad un incremento per tentativi delle costanti viscosi fino al raggiungimento dell'obiettivo prestabilito: salvaguardare i setti in c.a. dei nuclei ascensori allo SLC.

4.9.1. Analisi dinamica non lineare e modellazione del sistema di dissipazione

Come sottolineano le vigenti NTC 2018 al paragrafo 7.3.4.1, l'analisi dinamica non lineare permette la valutazione della risposta sismica della struttura grazie all'integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare e come input sismico delle storie temporali del moto.

L'analisi dinamica non lineare consente lo studio del comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, la determinazione del livello di danneggiamento raggiunto durante un evento sismico e, non per ultimo, la valutazione della risposta del sistema di dissipazione aggiuntivo.

Il modello sottoposto ad analisi è lo stesso sottoposto ad analisi statica non lineare, perciò il modello strutturale a base fissa comprensivo di tamponature a puntone equivalente (4.8.1), con l'aggiunta degli smorzatori viscosi. Per quanto riguarda le tamponature, si fa presente che non si è tenuto conto del loro comportamento fuori dal piano.

Gli smorzatori viscosi sono stati inseriti come "link" con comportamento lineare, caratterizzati inizialmente dalla costante viscosa precedentemente stimata (4.8.5). La struttura rigida di contrasto non è stata modellata, ma ipotizzandola infinitamente rigida i dissipatori sono stati incernierati all'estremità relativa al controvento esterno. Le Figure 4.105, 4.106 e 4.107 rappresentano la modellazione FEM del sistema di dissipazione mediante SAP2000.

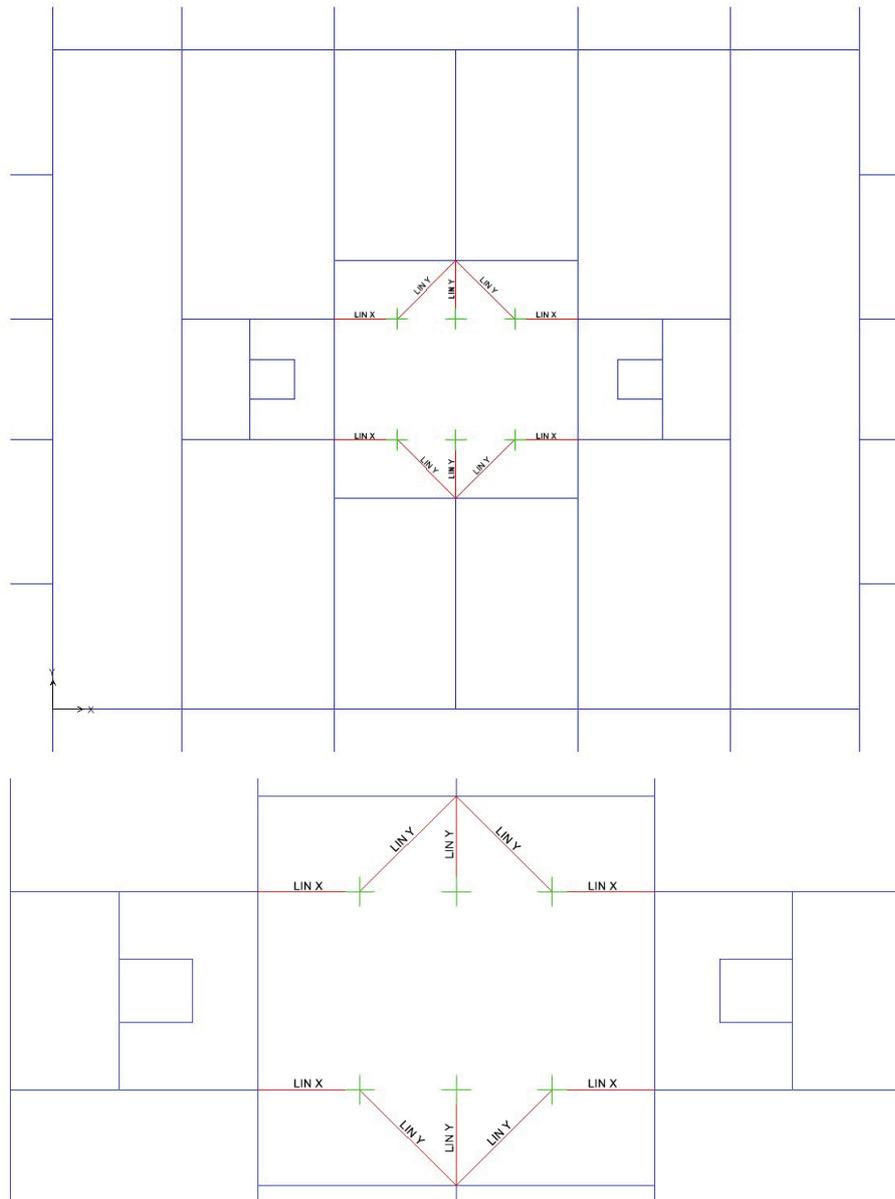


Figura 4.105. Modellazione del sistema di dissipazione, vista in pianta (*SAP2000*).

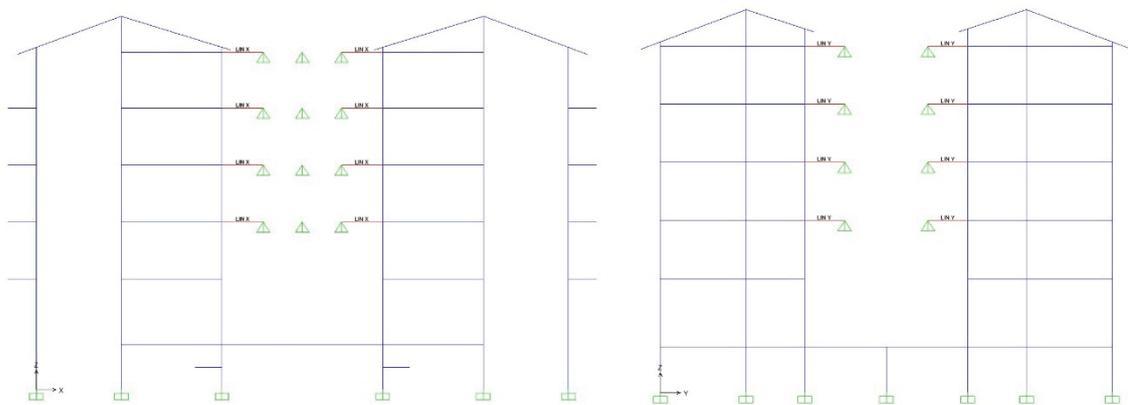


Figura 4.106. Modellazione del sistema di dissipazione, sezione in direzione X a sinistra ed in direzione Y a destra (*SAP2000*).

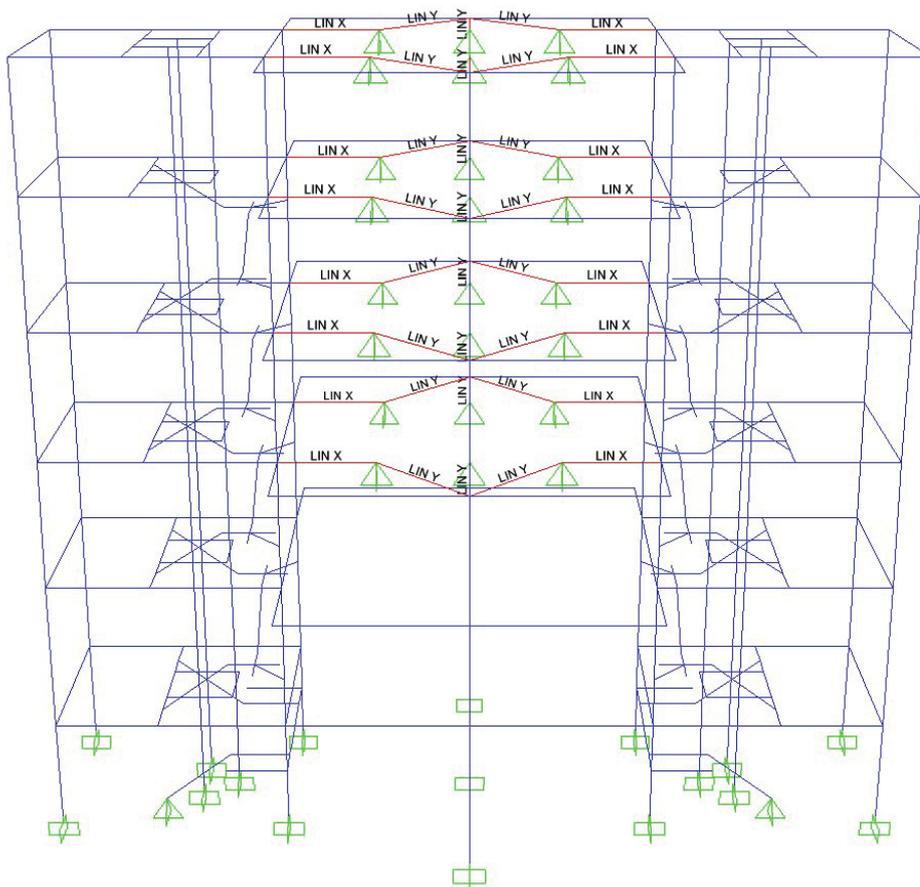


Figura 4.107. Modellazione del sistema di dissipazione, vista 3D del cortile interno (*SAP2000*).

4.9.2. Storie temporali del moto del terreno

L'analisi dinamica non lineare si esegue impiegando le storie temporali del terreno corrispondenti ai vari stati limite ultimi e di esercizio. Ciascuna storia temporale descrive una componente dell'azione sismica, orizzontale o verticale. Si definisce gruppo di storie temporali l'insieme delle tre componenti dell'azione sismica, due orizzontali ortogonali tra loro ed una verticale.

Le storie temporali, o accelerogrammi, possono essere artificiali o naturali. La normativa fissa le caratteristiche per ciascuna tipologia di storia temporale.

Nel presente caso si utilizzano storie temporali naturali, cioè registrazioni del moto del terreno durante eventi sismici. Le storie temporali registrate, come affermano le NTC 2018 al 3.2.3.6, possono essere impiegate solamente se rappresentative della sismicità del sito: occorre tenere in considerazione le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, le condizioni del sito di registrazione, la magnitudo, la distanza dalla sorgente e la massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Tali registrazioni devono essere selezionate e scalate in modo tale che i corrispondenti spettri di risposta approssimino gli spettri di risposta elastici nel campo dei periodi propri di vibrazione della struttura in esame, per gli stati limite considerati. Si parla dunque di spettro-compatibilità: la compatibilità con lo spettro di risposta elastico deve essere accertata in base alla media delle ordinate spettrali, ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento

viscoso equivalente $\xi = 5\%$. Inoltre, l'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto maggiore al 10% ed uno scarto in eccesso superiore al 30%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in ogni punto dell'intervallo dei periodi propri di vibrazione della struttura oggetto d'analisi, per gli stati limite considerati.

Come suggerisce la normativa, si utilizzano 7 gruppi di storie temporali per ogni stato limite. In questo caso, per ciascun gruppo si considerano solamente le due componenti orizzontali ortogonali tra loro, trascurando così la componente verticale dell'azione sismica. Tali accelerogrammi si applicano nelle due direzioni principali dell'edificio oggetto di studio: X e Y.

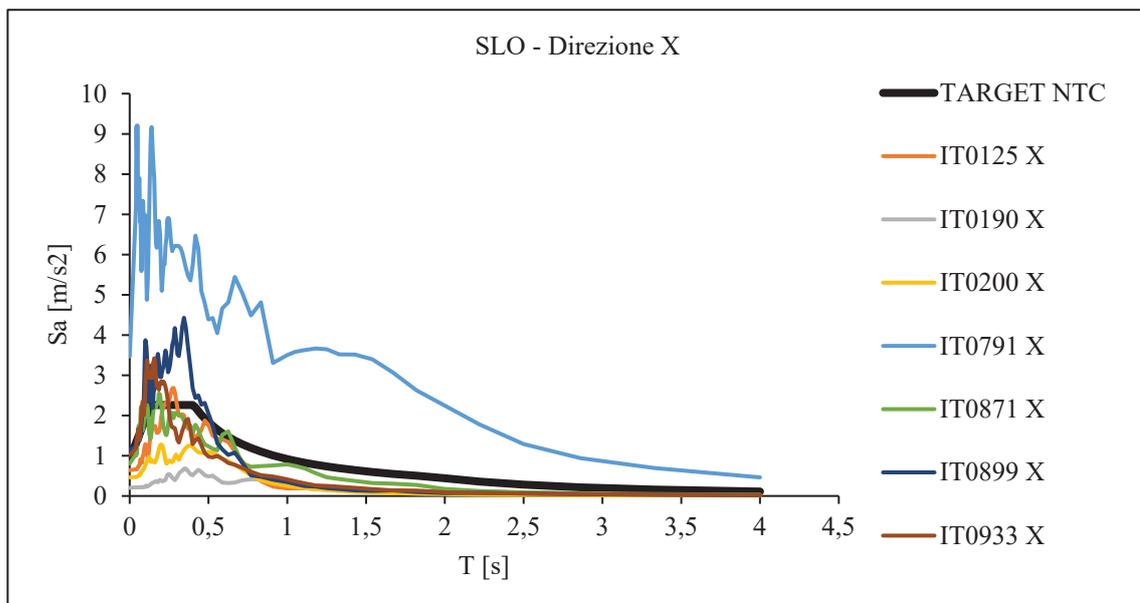
Per l'individuazione e la scelta delle storie temporali, compatibili con gli spettri elastici corrispondenti ai vari stati limite, si utilizza REXEL v 3.5, *Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2010), REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis, Bulletin of Earthquake Engineering 8:339-362.*

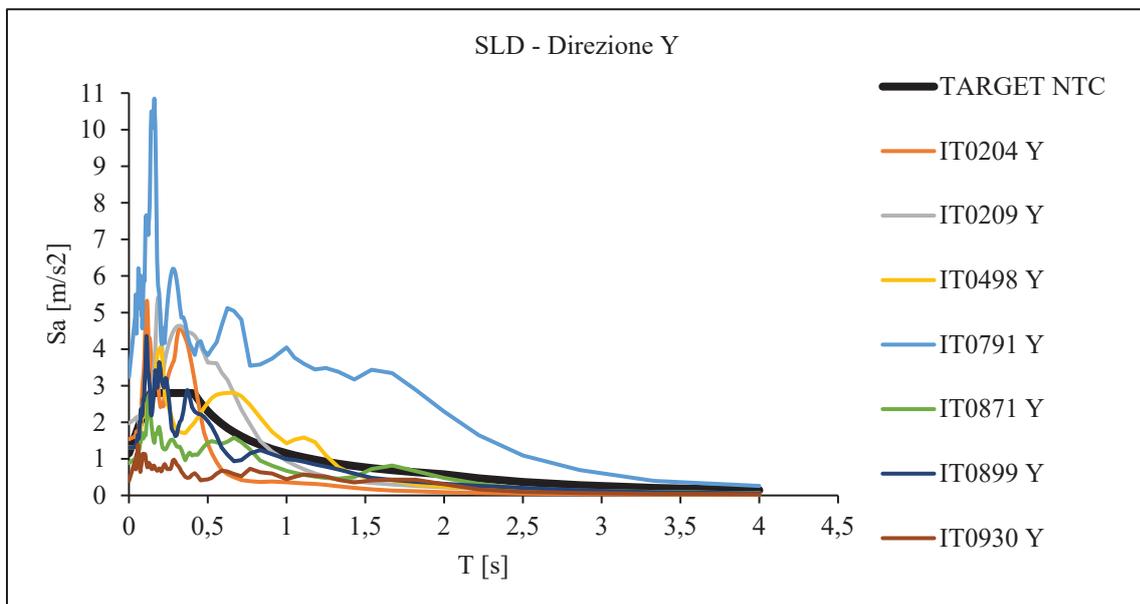
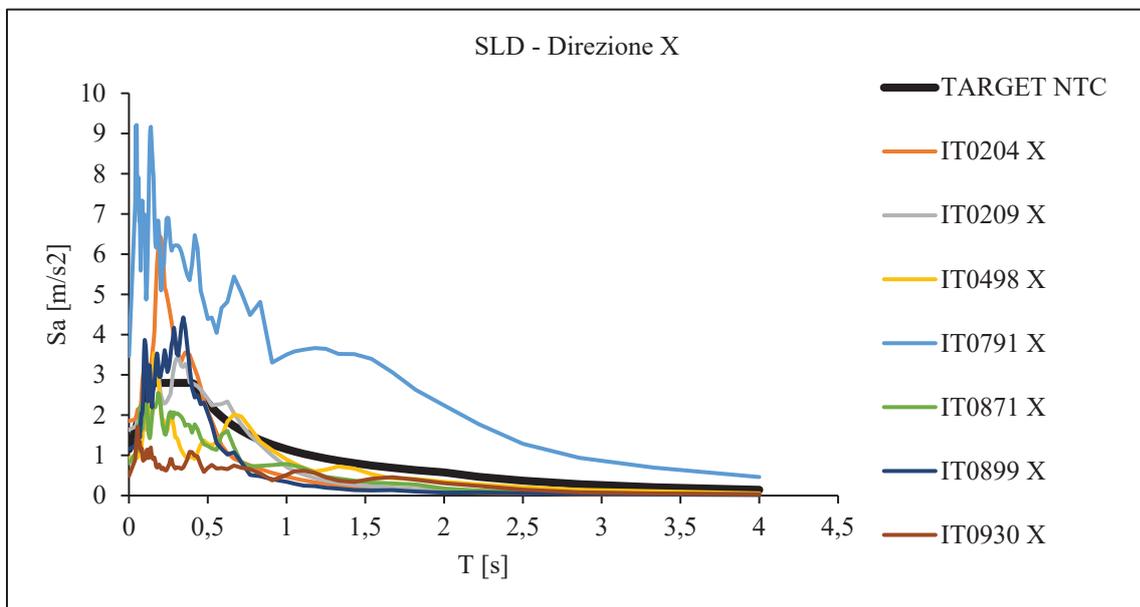
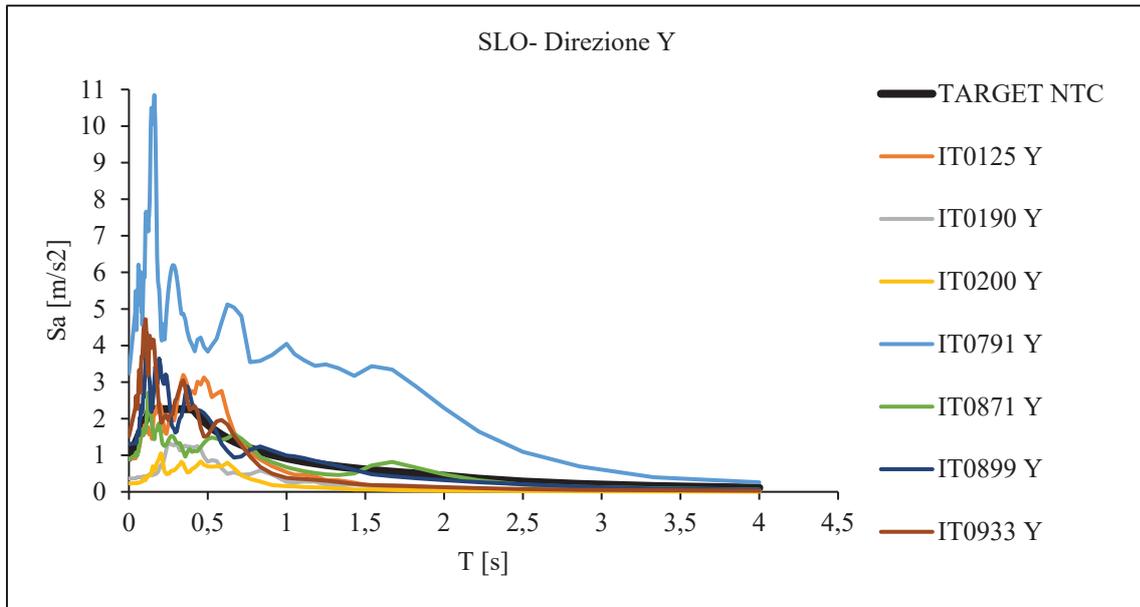
Rexel ricerca le storie temporali all'interno delle seguenti banche dati:

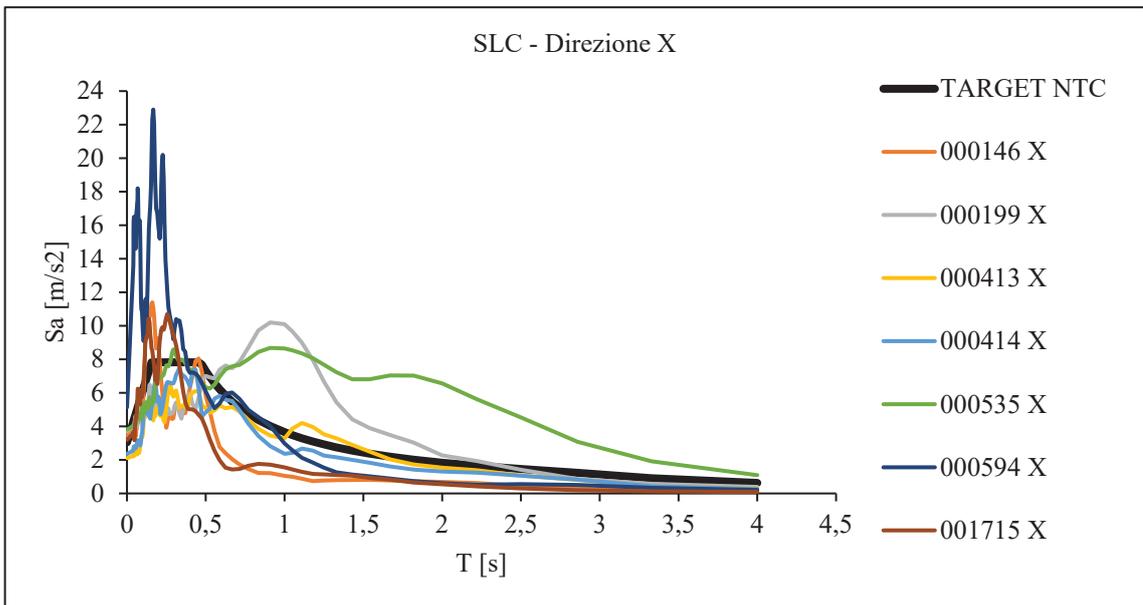
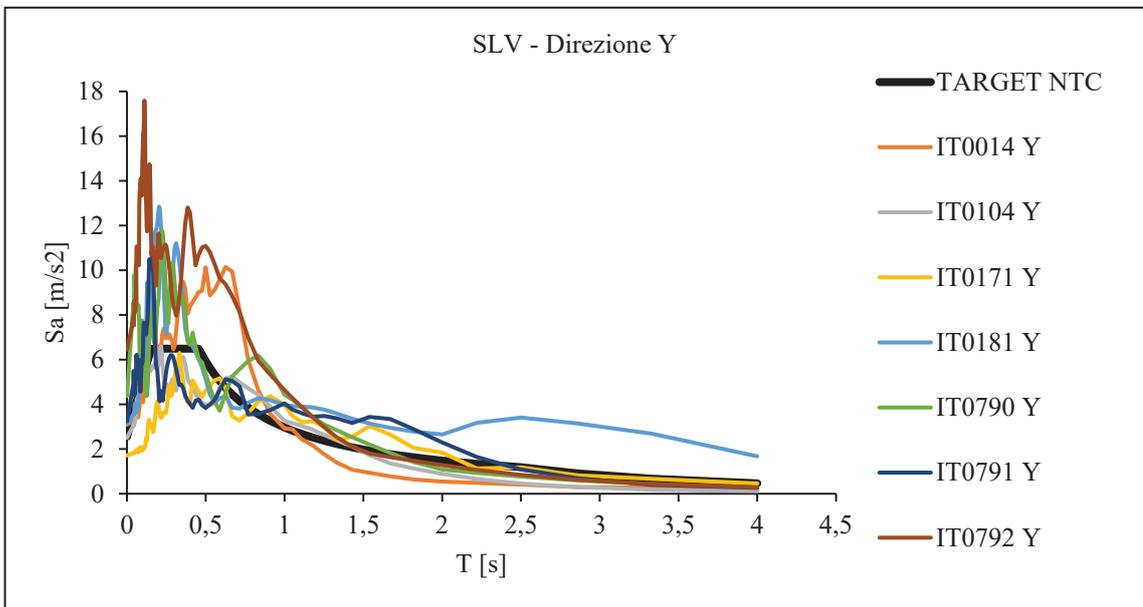
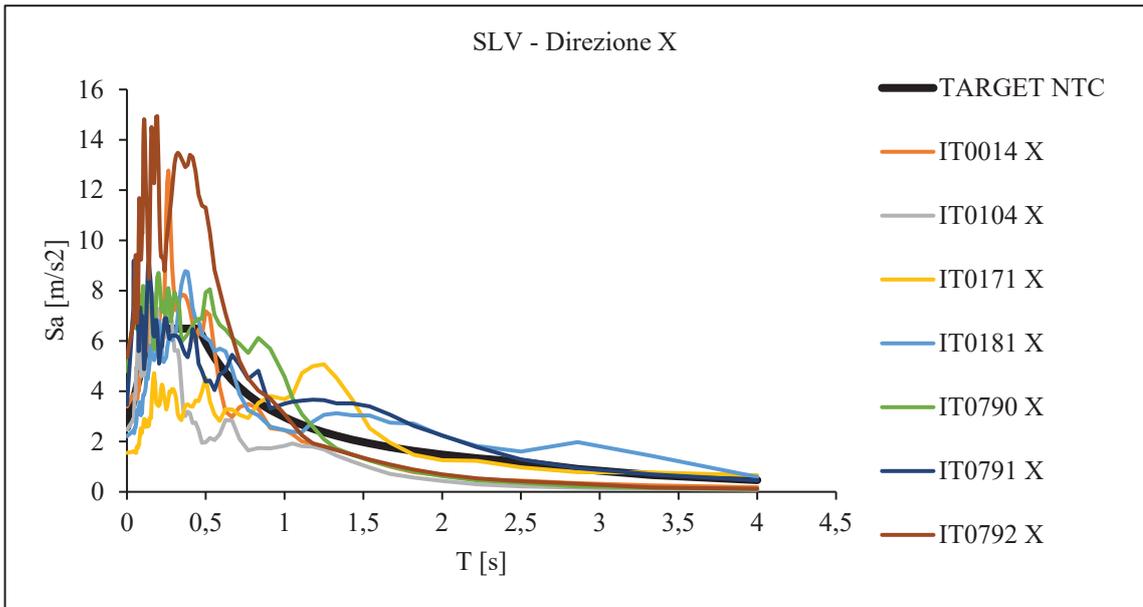
- ITACA, Italian Accelerometric Archive, database italiano a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV);
- ESD, European Strong-motion Database, banca dati degli eventi sismici a livello europeo;
- SIMBAD, Selected Input Motions for Displacement-Based Assessment and Design, banca dati a livello mondiale.

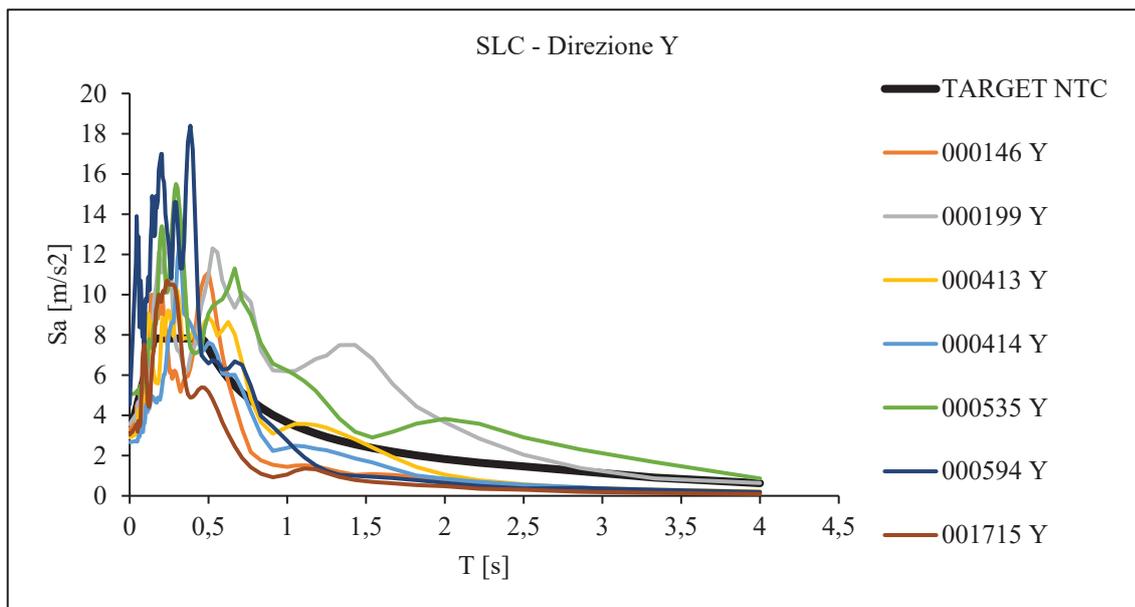
Nel presente caso le registrazioni sono state individuate all'interno di ITACA per gli stati limite SLO, SLD e SLV, mentre all'interno di ESD per quanto riguarda lo SLC.

Di seguito si riportano, per ciascuno stato limite, i 7 accelerogrammi identificati e lo spettro elastico di riferimento.









Per la progettazione del sistema di controllo passivo del Collegio Fazzini, si esegue un'analisi non lineare dinamica considerando un gruppo di storie temporali per lo SLD ed uno per lo SLC, vista la differenza evidente tra gli accelerogrammi e lo spettro elastico di riferimento nell'intervallo dei periodi propri di vibrazione della struttura, $0,58 \div 1,91$ s rispettivamente periodi fondamentali del telaio tamponato e del telaio nudo. Per questo motivo si selezionano:

- Per lo SLD il gruppo di storie temporali di codice IT0498 (*Figura 4.108*);
- Per lo SLC il gruppo di storie temporali di codice 000413 (*Figura 4.109*).

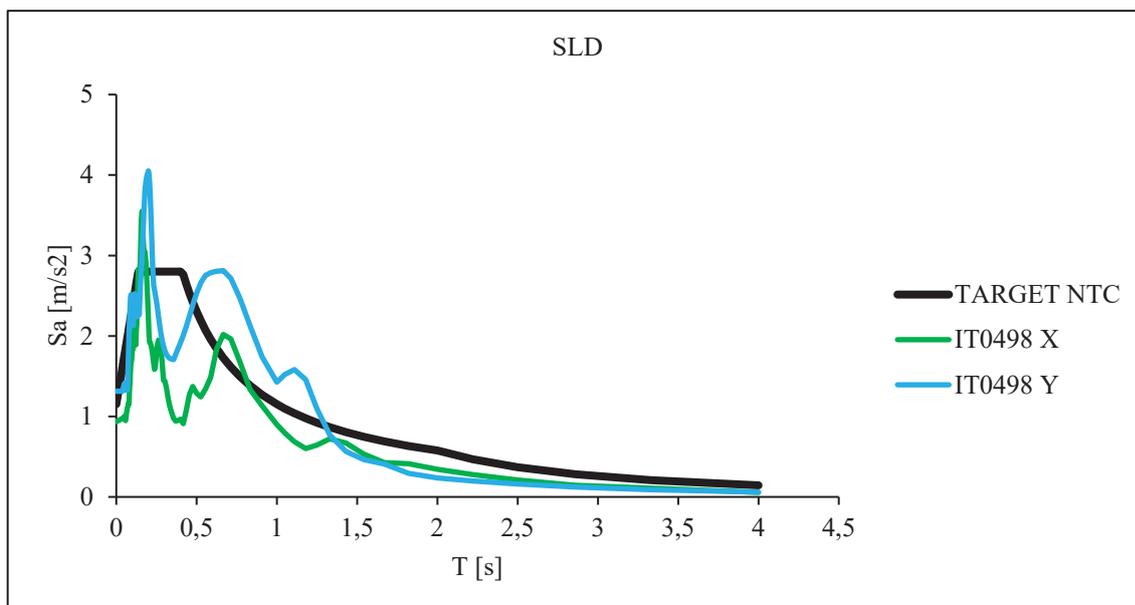


Figura 4.108. Gruppo di storie temporali orizzontali selezionate per lo SLD.

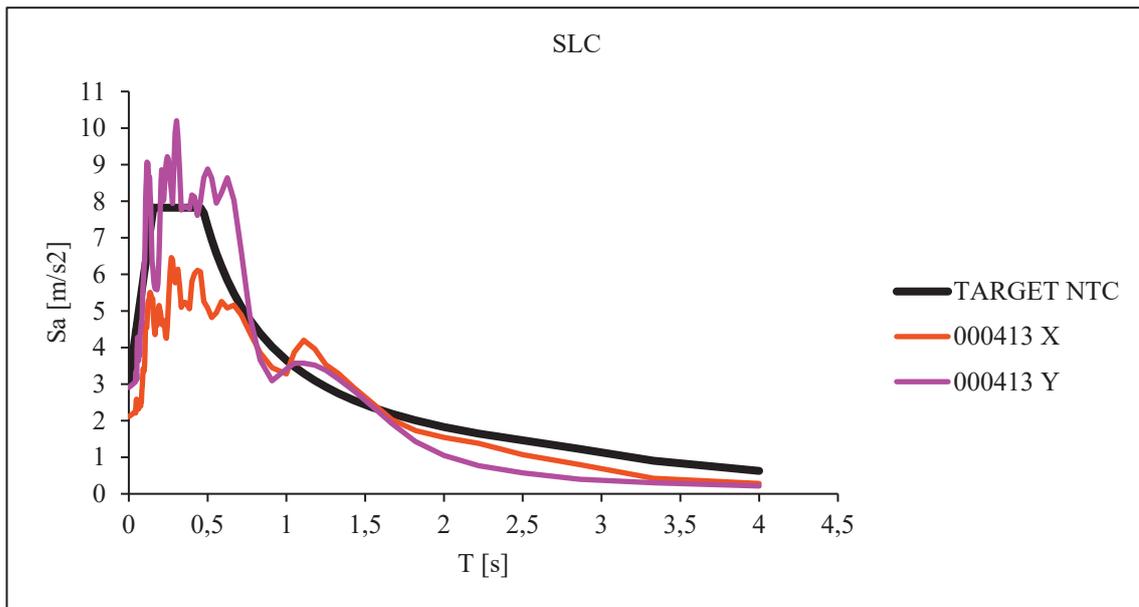


Figura 4.109. Gruppo di storie temporali orizzontali selezionate per lo SLC.

4.9.3. Progettazione del sistema di dissipazione

Dalla prima analisi dinamica non lineare, eseguita sul modello comprensivo di smorzatori caratterizzati dalle costanti viscosi $C_{L,X} = 137 \text{ kNs/m}$ e $C_{L,Y} = 163 \text{ kNs/m}$ e considerando solamente un accelerogramma per lo SLD (Figura 4.108) ed uno per lo SLC (Figura 4.109), emerge che l'obiettivo progettuale non è soddisfatto. Infatti, si verifica la rottura dei setti dei nuclei ascensori allo SLC.

Di seguito una panoramica di ciò che accade agli stati limite considerati.

Allo stato limite di danno (SLD), per cui si considera il gruppo di storie temporali IT0498 (ITACA), l'edificio presenta il seguente livello di danneggiamento (Figura 4.110):

- Le tamponature raggiungono la completa fessurazione (punto FC secondo il legame di Decanini et al. descritto ai 4.7.1 e 4.7.2), ad eccezione di quelle al piano seminterrato contro terra le quali iniziano a fessurarsi (punto F del legame di Decanini et al.);
- Le travi perimetrali presenti in direzione X, costituite da due travetti di solaio affiancati, raggiungono lo snervamento;
- Le travi REP, presenti solo in direzione Y, risultano in campo elastico sul perimetro dell'edificio, mentre sono snervate quelle degli allineamenti centrali;
- I pilastri presentano alcune cerniere plastiche snervate, specie i pilastri perimetrali in direzione Y;
- I setti dei nuclei ascensori risultano snervati ai piani seminterrato e terra;
- Lo spostamento di picco raggiunto dal punto di controllo è pari a 2,5 cm in direzione X ed a 4 cm in direzione Y.

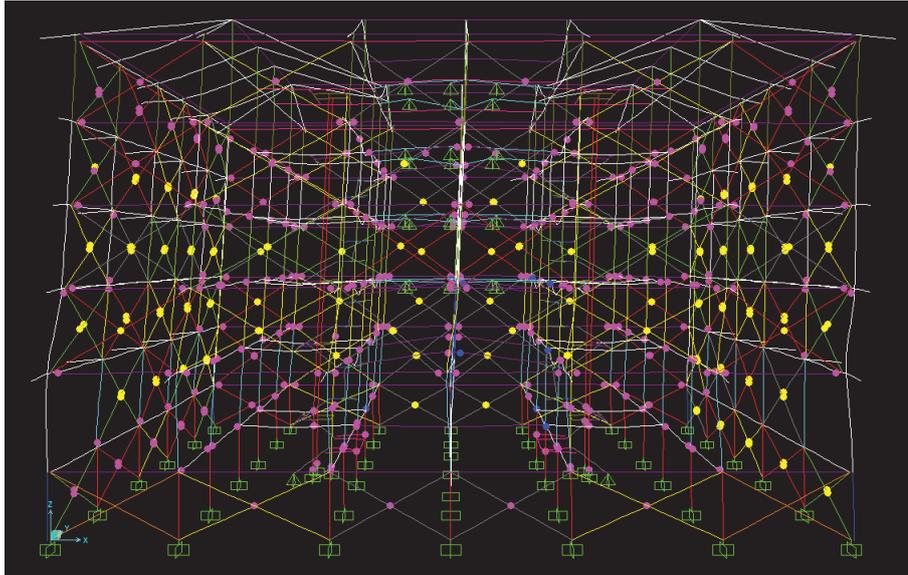


Figura 4.110. Panoramica del livello di danneggiamento del Fazzini allo SLD (SAP2000).

Allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), per cui si considera il gruppo di storie temporali 00413 (ESD), il livello di danneggiamento del Fazzini è tale da non garantire il rispetto dell'obiettivo prefissato, infatti come si può osservare in *Figura 4.111*:

- Tutte le tamponature raggiungono e superano il punto di completa fessurazione, trovandosi sul ramo decadente del legame di Decanini et al.;
- Le travi in direzione X superano lo snervamento, senza arrivare a rottura;
- Le REP perimetrali continuano ad essere intatte, mentre diverse appartenenti alle travate centrali arrivano a rottura;
- I pilastri perimetrali presentano diverse cerniere plastiche snervate, mentre quelli dei vani scale sul cortile interno presentano alcune cerniere che superano lo snervamento senza rompersi;
- I setti dei nuclei ascensori presentano rotture diffuse fino all'elevazione corrispondente al secondo piano; nel dettaglio, in *Figura 4.111*, si possono notare le rotture rappresentate dalle cerniere gialle (SLC) e gli snervamenti dalle cerniere magenta, mentre le cerniere blu indicano una situazione intermedia tra snervamento e rottura, corrispondente allo SLV;
- Lo spostamento di picco raggiunto dal punto di controllo è pari a 10 cm in direzione X ed a 12 cm in direzione Y.

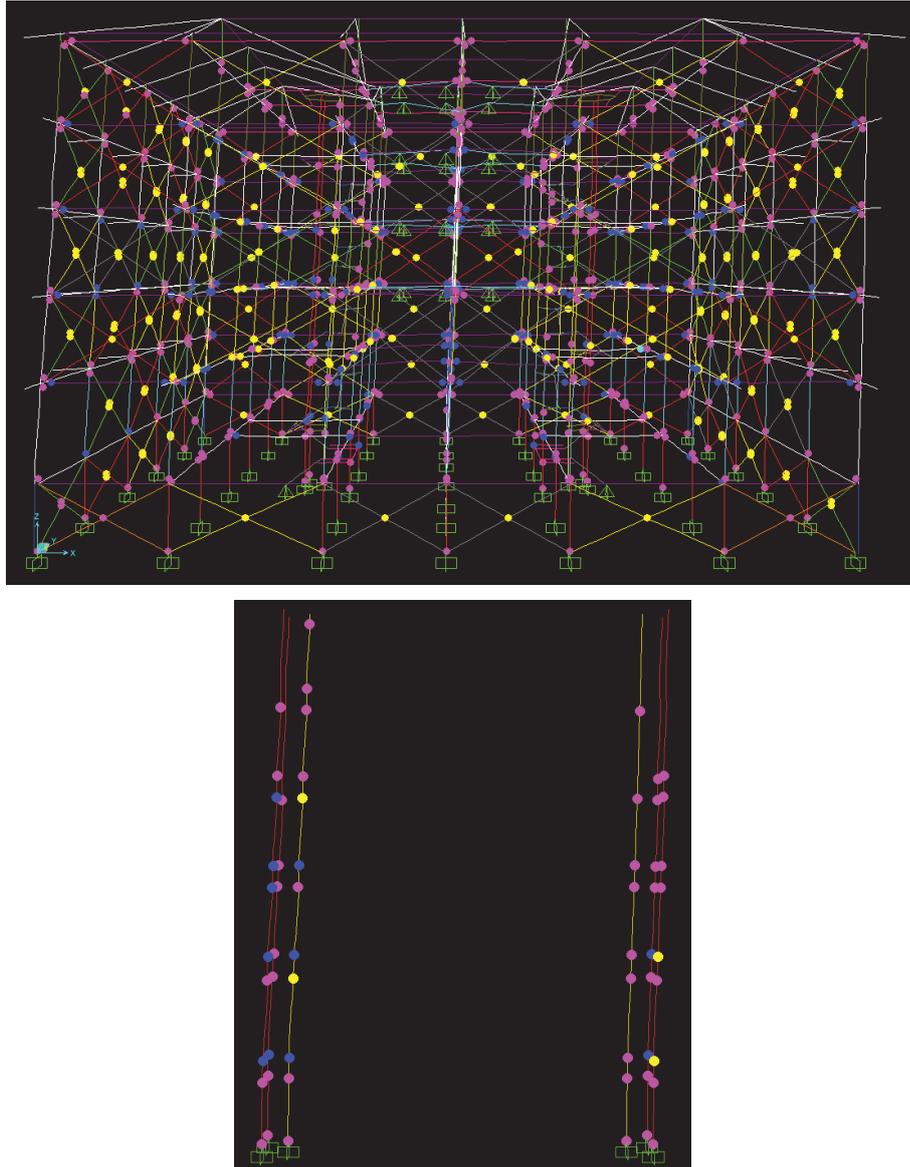


Figura 4.111. In alto panoramica del livello di danneggiamento del Fazzini allo SLC, in basso dettaglio dei setti dei due nuclei ascensori (*SAP2000*).

I risultati ottenuti da questa prima analisi dinamica non lineare confermano che il metodo di predimensionamento adottato non funziona, infatti utilizzando dissipatori aventi la costante viscosa determinata i setti arrivano a rottura.

Quindi si esegue una progettazione per tentativi, cioè considerando solamente i due gruppi di storie temporali stabiliti nelle *Figure 4.108* e *4.109*, rispettivamente per SLD e SLC, si incrementano le costanti viscosi $C_{L,X}$ e $C_{L,Y}$ fino al raggiungimento dell'obiettivo progettuale.

Applicando questo metodo, le costanti viscosi necessarie alla protezione dei setti risultano pari alle iniziali moltiplicate entrambe per 14: $C_{L,X} = 1918 \text{ kNs/m}$ e $C_{L,Y} = 2282 \text{ kNs/m}$. Nel seguito si descrive il livello di danneggiamento raggiunto dall'edificio.

Allo SLD, l'edificio si presenta come in *Figura 4.112*:

- Le tamponature contro terra e del piano quarto sono in campo elastico, mentre le restanti iniziano a fessurarsi; solamente qualcuna in direzione Y raggiunge la completa fessurazione;
- Le travi in direzione X (travetti di solaio affiancati tra loro) risultano snervate sul cortile interno, mentre prevalentemente in campo elastico sul perimetro;
- Le travi REP perimetrali sono in campo elastico, mentre alcune appartenenti agli allineamenti centrali raggiungono lo snervamento, specie negli allineamenti dei due vani scale;
- I pilastri sono tutti in campo elastico;
- I setti sono tutti in campo elastico;
- Lo spostamento di picco del punto di controllo risulta 0,5 cm in direzione X e 1 cm in Y.

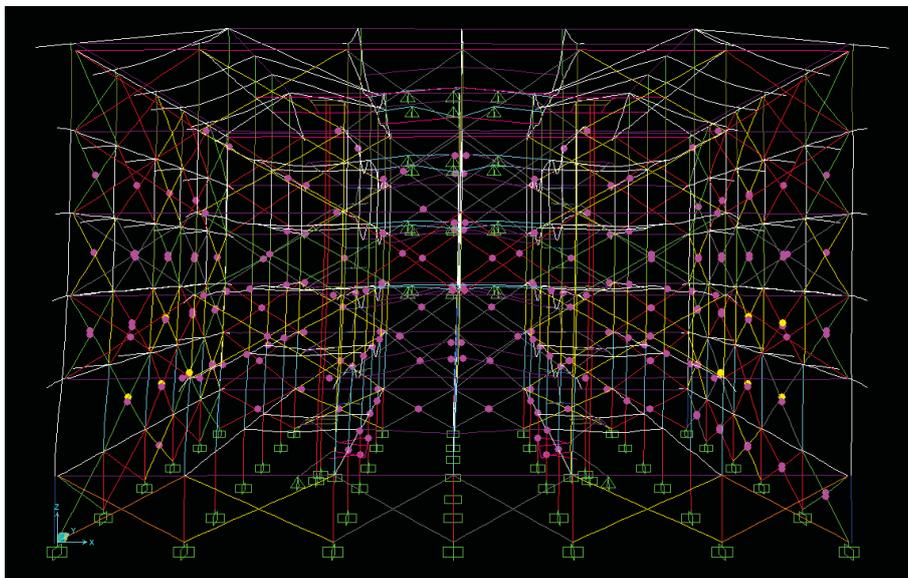


Figura 4.112. Panoramica del livello di danneggiamento del Fazzini allo SLD (SAP2000).

Allo SLC l'edificio raggiunge il livello di danneggiamento riportato in Figura 4.113:

- Le tamponature dei piani terra, primo, secondo e terzo sono completamente fessurate, tuttavia continuano a presentare un certo margine nei confronti della rottura totale; le restanti tamponature sono ad inizio fessurazione;
- Le travi in X sono snervate, sia perimetralmente che sul cortile interno;
- Le REP perimetrali rimangono in campo elastico mentre alcune delle travate centrali, soprattutto prossime ai vani scale, raggiungono lo snervamento;
- I pilastri sono in campo elastico, ad eccezione di qualche pilastro perimetrale in direzione Y che, al piede dell'elevazione del piano terra, giunge a snervamento;
- I setti non presentano rotture ma solamente alcune cerniere plastiche snervate ai piani seminterrato e terra;
- Lo spostamento di picco raggiunto dal punto di controllo è pari a 2 cm in X e 2,6 cm in Y.

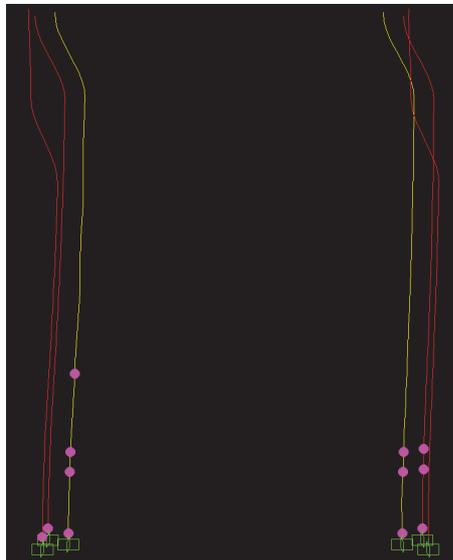
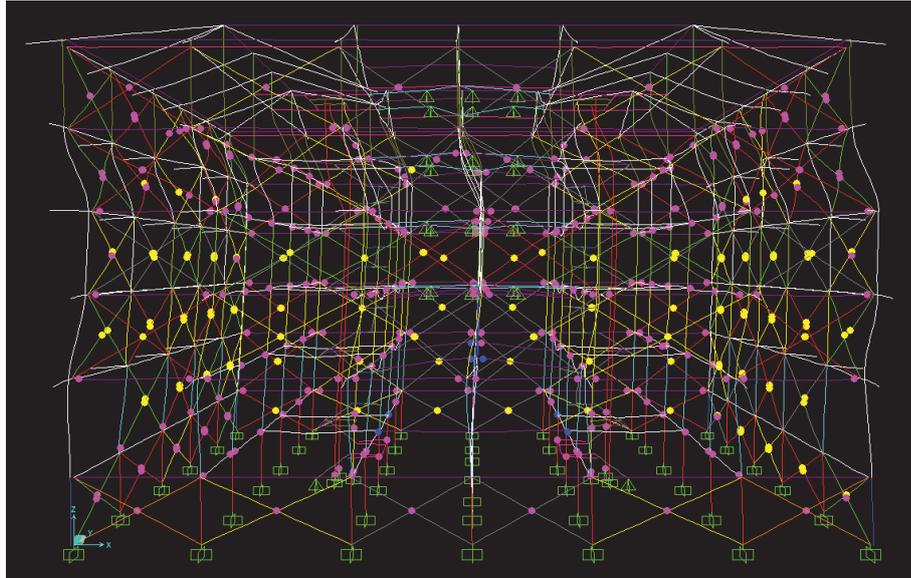


Figura 4.113. In alto panoramica del livello di danneggiamento del Fazzini allo SLC, in basso dettaglio dei setti dei due nuclei ascensori (*SAP2000*).

I grafici in *Figura 4.114* mostrano il ciclo di una cerniera relativa ad una tamponatura del piano terra agli stati limite SLD e SLC: la tamponatura giunge a completa fessurazione (FC), però, mentre allo SLD il legame si ferma raggiunto il punto di completa fessurazione, allo SLC il ciclo prosegue sul ramo decadente conservando ancora una certa resistenza e quindi un certo margine rispetto alla rottura. Si considera come punto di rottura della tamponatura quello relativo alla resistenza residua (R), dopo il quale lo spostamento cresce a parità di resistenza.

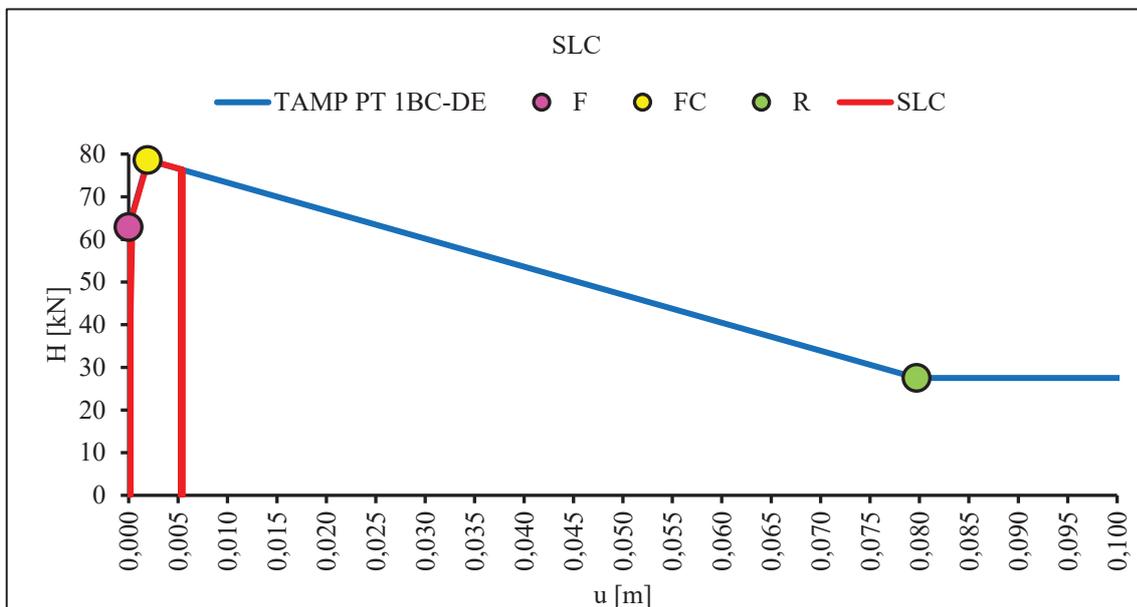
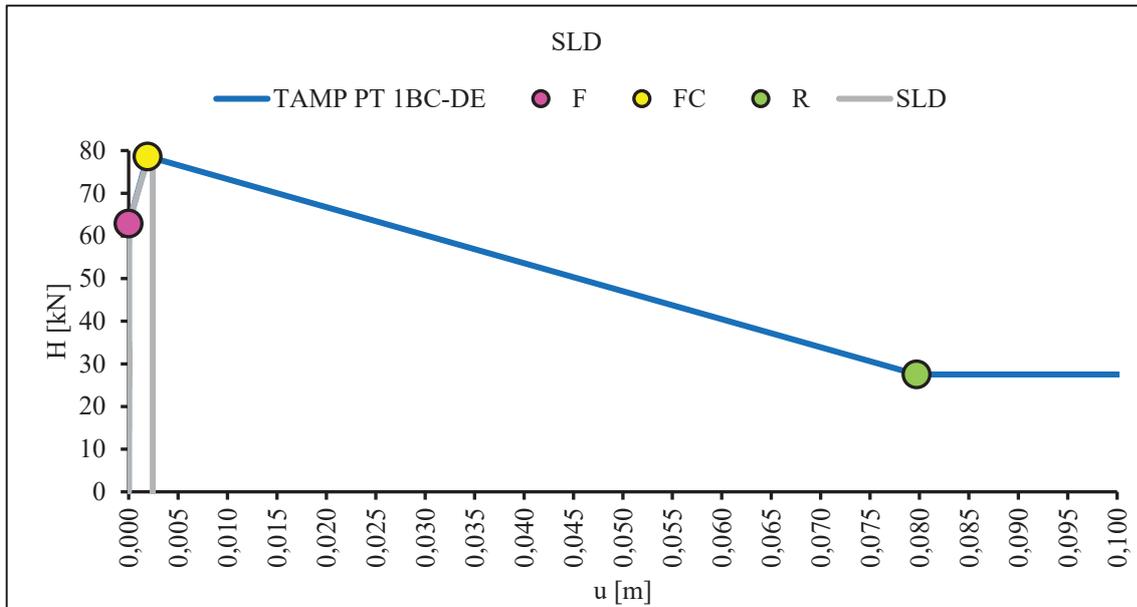


Figura 4.114. Ciclo di una cerniera relativa ad una tamponatura del piano terra (TAMP PT 1BC-DE) agli stati limite SLD e SLC.

Alcune cerniere degli elementi strutturali principali allo SLC sono illustrate nelle seguenti immagini.

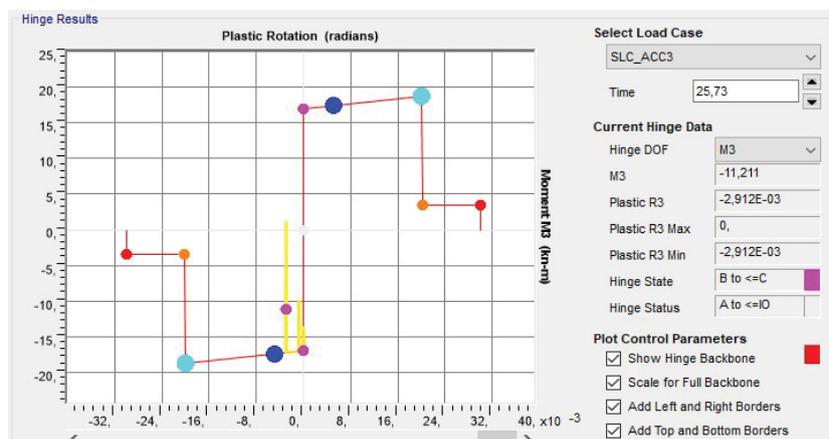


Figura 4.115. Cerniera plastica flessionale M di una trave in direzione X formata da due travetti di solaio affiancati tra loro.

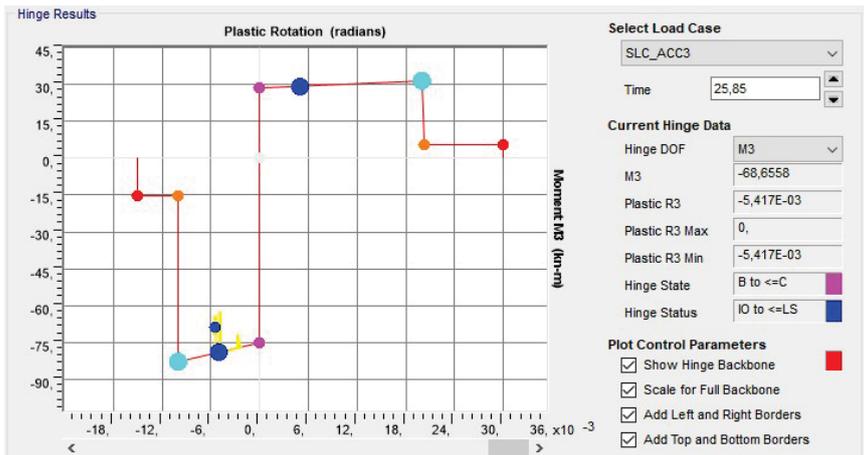


Figura 4.116. Cerniera plastica flessionale M di una trave REP che giunge allo stato limite SLV.

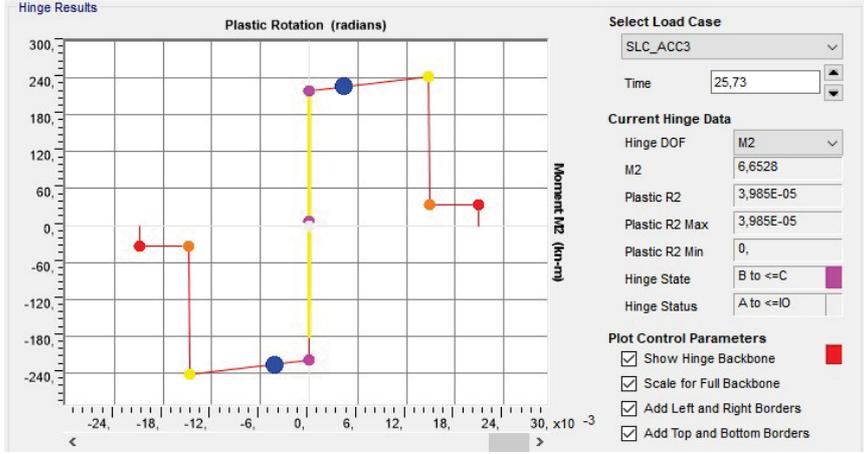


Figura 4.117. Cerniera plastica pressoflessionale PMM al piede di un pilastro del piano terra che giunge a snervamento.

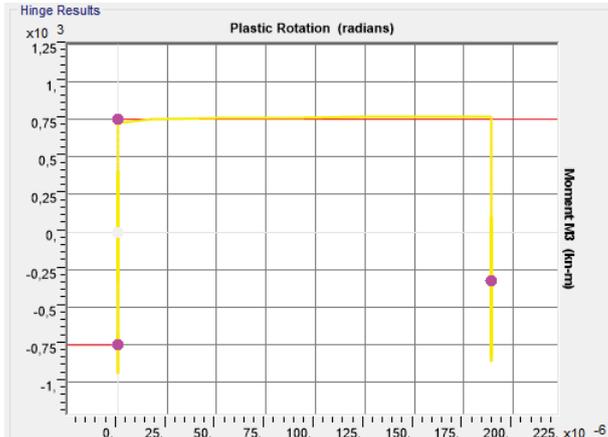
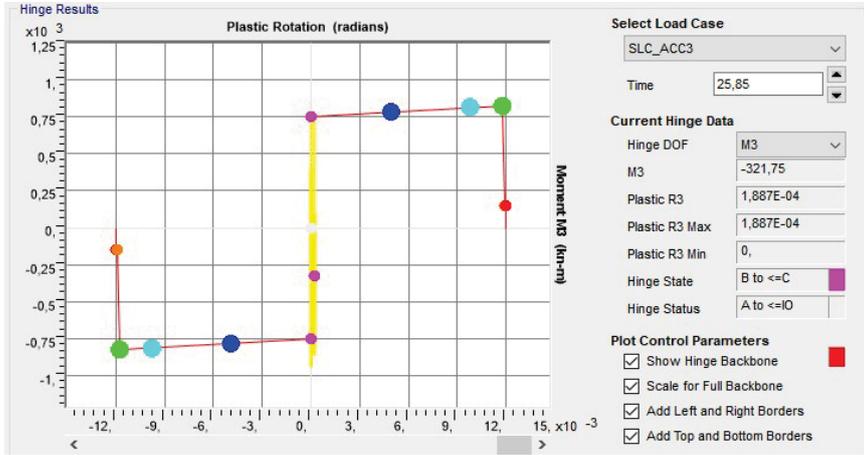


Figura 4.118. Cerniera plastica pressoflessionale PMM al piede del piano terra di un setto ordito in direzione X: la cerniera raggiunge lo snervamento indicato dal pallino magenta (la rottura è il pallino verde). In basso è riportato l'esploso del percorso della cerniera.

Per quanto riguarda i dissipatori viscosi lineari, componenti il sistema FB esterno, si riportano di seguito i relativi cicli di dissipazione allo SLD ed allo SLC. Siccome gli smorzatori sono orditi in X, in Y e a 45°, per ogni direzione si considera lo stesso dissipatore e si analizza il suo comportamento in altezza, nell'ordine piano sottotetto, quarto, terzo e secondo. La *Figura 4.119* evidenzia i dissipatori dei quali, ai vari piani, si riportano i cicli di dissipazione.

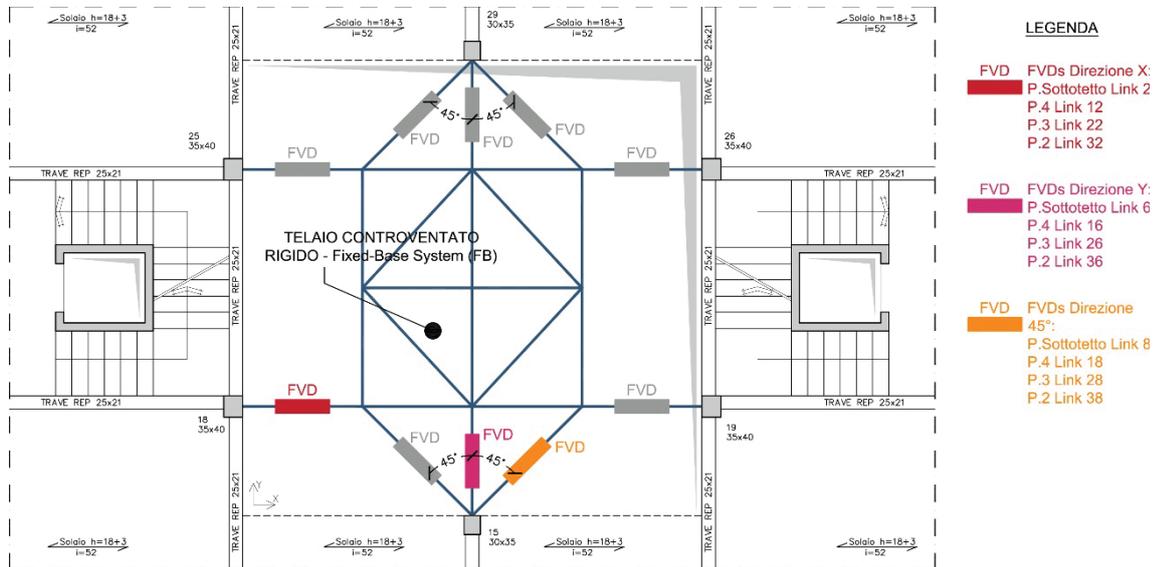


Figura 4.119. Pianta del sistema di dissipazione con evidenziati gli smorzatori dei quali si riportano successivamente i cicli di dissipazione.

Come si può osservare nei grafici riportati nelle *Figure 4.120*, *4.121* e *4.122*, passando dal sisma corrispondente allo SLD al sisma corrispondente allo SLC, le forze sui dissipatori raddoppiano mentre gli spostamenti raddoppiano se non triplicano.

Si ricorda che i link utilizzati sono di tipo lineare e seguono il modello di Newton o schema ad un elemento descritto al 3.2.1: il ciclo di dissipazione, infatti, è approssimabile mediante un'ellisse avente asse maggiore orizzontale.

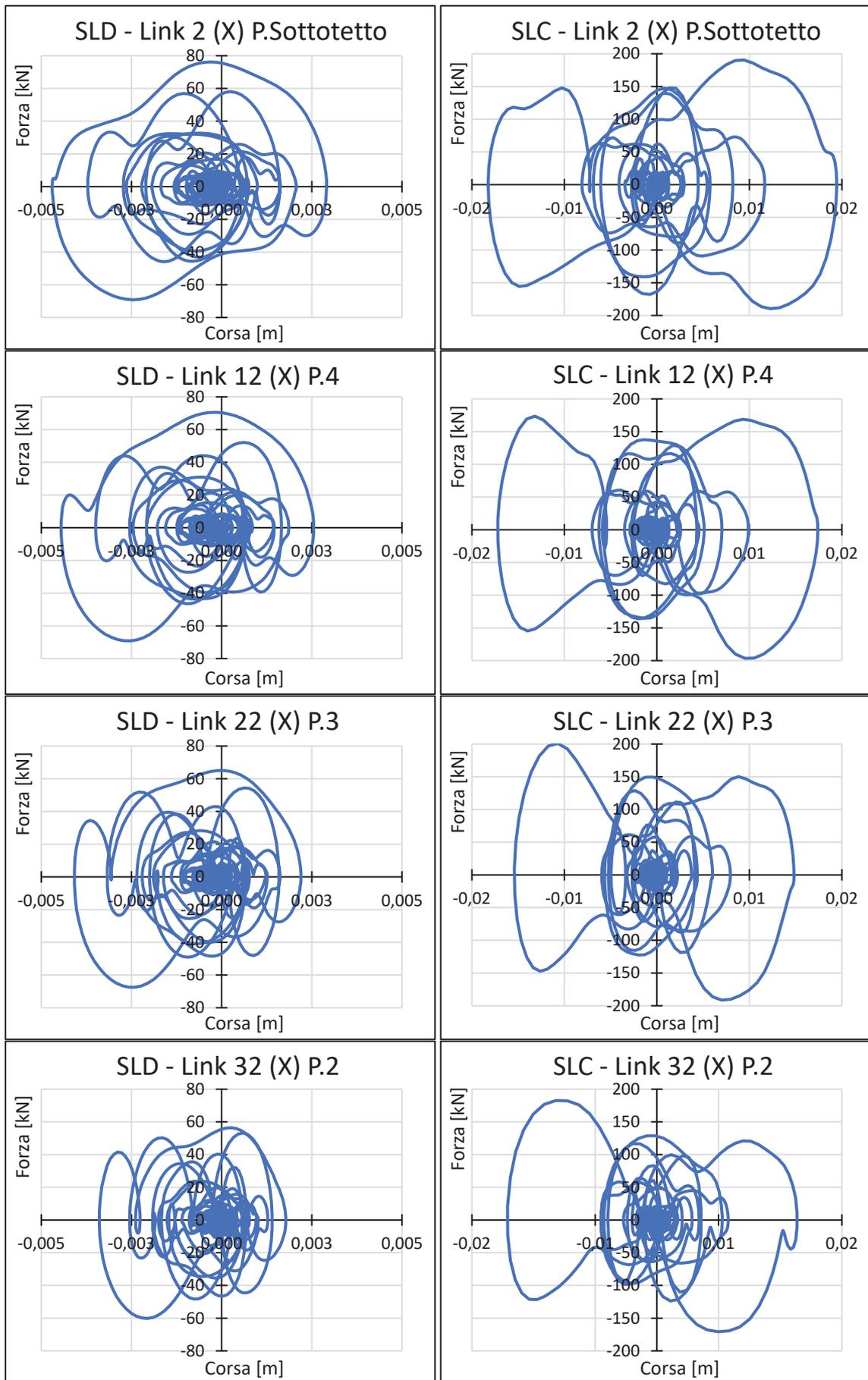


Figura 4.120. Cicli di dissipazione di uno smorzatore tipo in X ai vari piani, agli stati limite SLD e SLC.

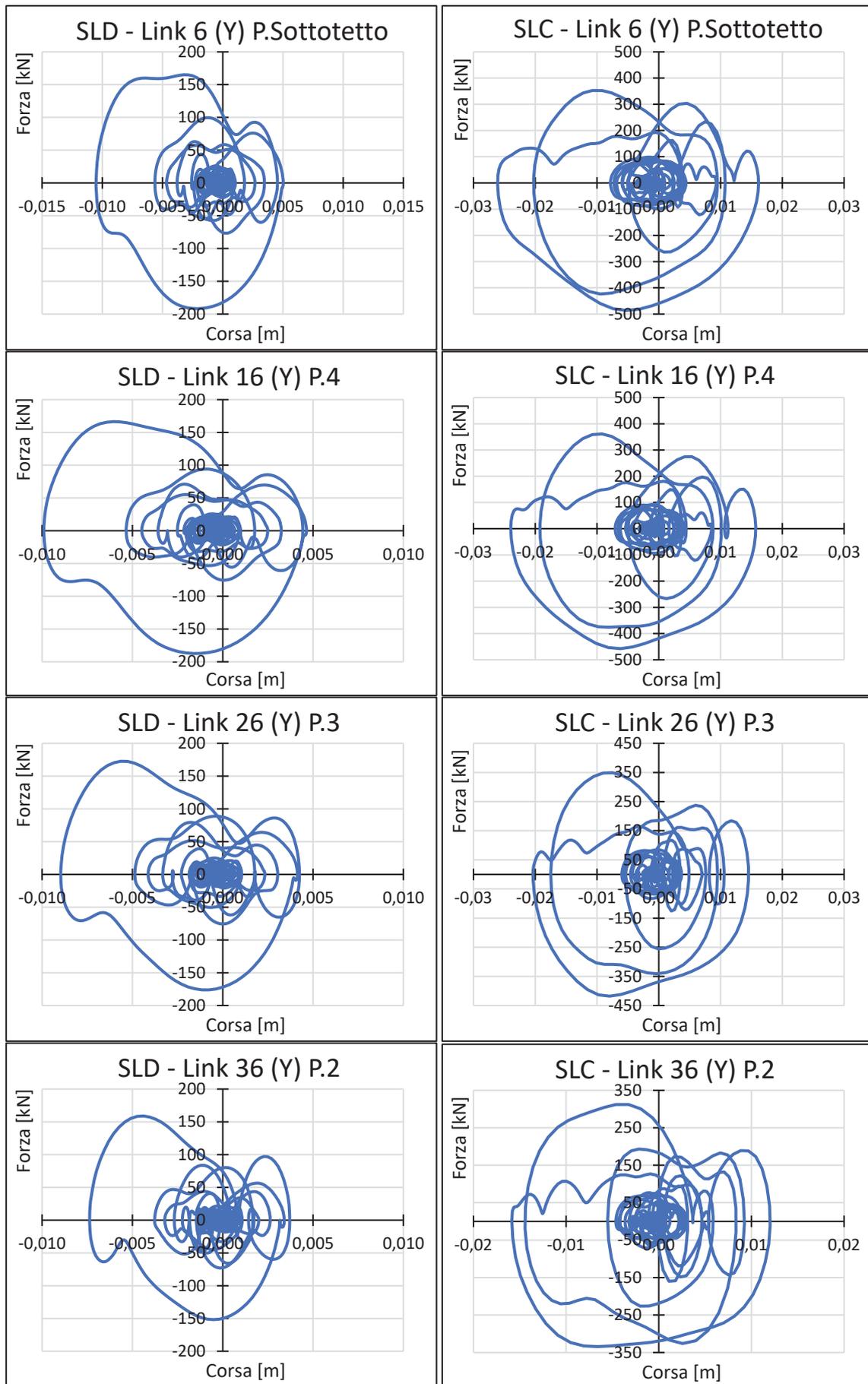


Figura 4.121. Cicli di dissipazione di uno smorzatore tipo in Y ai vari piani, agli stati limite SLD e SLC.

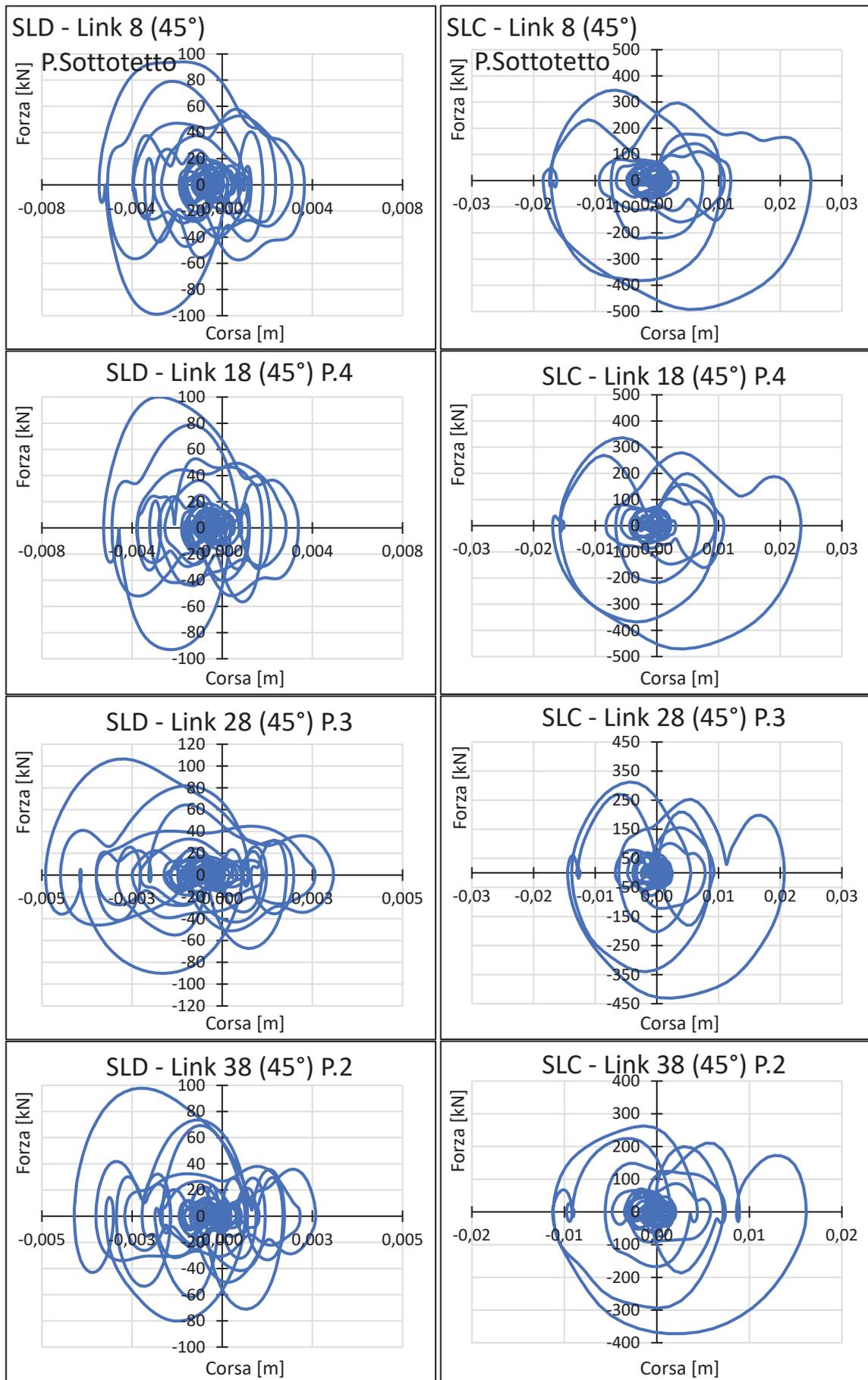


Figura 4.122. Cicli di dissipazione di uno smorzatore tipo a 45° ai vari piani, agli stati limite SLD e SLC.

Noti i cicli di dissipazione di tutti gli smorzatori viscosi lineari componenti il sistema di controllo passivo progettato, è possibile stimare lo smorzamento equivalente aggiuntivo $\xi_{d,eq}$ mediante la formula seguente:

$$\xi_{d,eq} = \frac{W_d^1}{4\pi E_{dM,eq}^1}$$

dove W_d^1 è l'energia dissipata complessivamente dal sistema di dissipazione, mentre $E_{dM,eq}^1$ è la massima energia elastica di deformazione raggiunta dal sistema strutturale dell'edificio.

L'energia dissipata W_d^1 si determina come somma dell'energia dissipata da ciascun dissipatore, cioè come somma delle aree sottese da ogni ciclo di dissipazione. Considerando il dissipatore i-esimo, l'energia dissipata $W_{d,i}^1$ non è altro che l'area interna al ciclo forza-spostamento, quindi si tratta di un lavoro:

$$W_{d,i}^1 = \int_0^{2\pi/\omega} F_d(t)\dot{x}(t)dt = \pi c_v A^2 \omega = \pi A F_{dM}^1$$

in cui F_d è la forza dissipata dallo smorzatore i-esimo, \dot{x} è la velocità, c_v è la costante viscosa ed A è l'ampiezza di spostamento.

La massima energia elastica $E_{dM,eq}^1$ del sistema strutturale si può invece stimare attraverso l'energia cinetica. Infatti, essendo il moto indotto dal sisma di tipo oscillatorio, durante un evento sismico l'energia cinetica si trasforma completamente in energia elastica e viceversa: perciò la massima energia cinetica coincide con la massima energia elastica di deformazione. Dunque, si calcola la massima energia cinetica come:

$$E_{cin,max} = \sum_i \frac{1}{2} m_i v_i^2$$

in cui m_i è la massa di piano i-esimo e v_i è la massima velocità raggiunta dal piano i-esimo durante l'evento sismico. La massima energia elastica di deformazione risulta $E_{dM,eq}^1 = E_{cin,max}$.

Nella *Tabella 4.54* è riportato lo smorzamento equivalente aggiuntivo, stimato come appena descritto, che il sistema di controllo passivo progettato è in grado di apportare allo SLC, considerato il gruppo di storie temporali di *Figura 4.109*: in direzione X risulta uno smorzamento aggiuntivo pari al 28%, mentre in Y pari al 39%.

Tabella 4.54. Stima dello smorzamento equivalente aggiuntivo del sistema di dissipazione allo SLC, per gli accelerogrammi stabiliti in *Figura 4.109*.

SLC										
Energia Dissipata					Energia Cinetica		Energia Elastica		Smorzamento Equivalente	
Link X	Link Y	Link 45°	Totale		Direzione X	Direzione Y	Direzione X	Direzione Y	Direzione X	Direzione Y
$W_{d,X}^1$	$W_{d,Y}^1$	$W_{d,45^\circ}^1$	$W_{d,1,X}^1$	$W_{d,1,Y}^1$	$E_{cin,X}$	$E_{cin,Y}$	$E_{dM,eq,X}^1$	$E_{dM,eq,Y}^1$	$\xi_{d,eq,X}$	$\xi_{d,eq,Y}$
[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
268	364	524	530	626	152	128	152	128	28%	39%

Osservando invece lo spostamento del punto di controllo, passando dal modello iniziale, privo di sistema di dissipazione, al modello finale, caratterizzato dal sistema FB progettato, si legge una diminuzione allo SLC dello spostamento di picco di circa 10-11 cm in direzione X e 12-13 cm in Y.

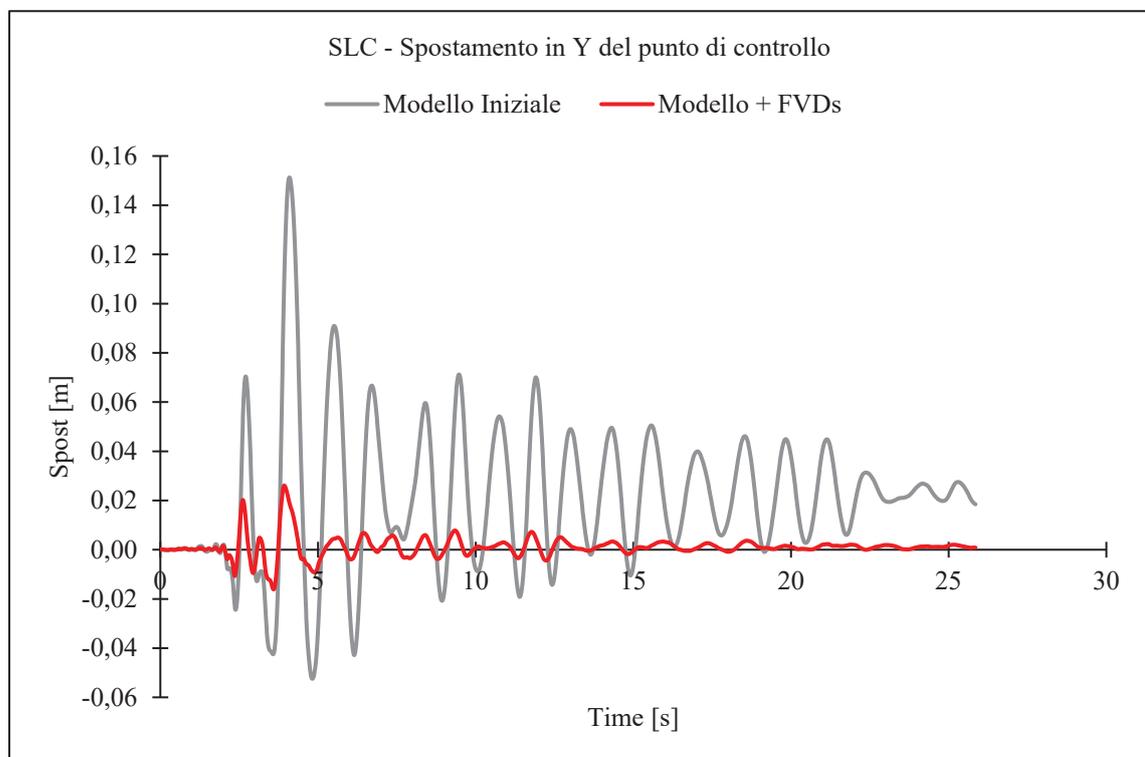
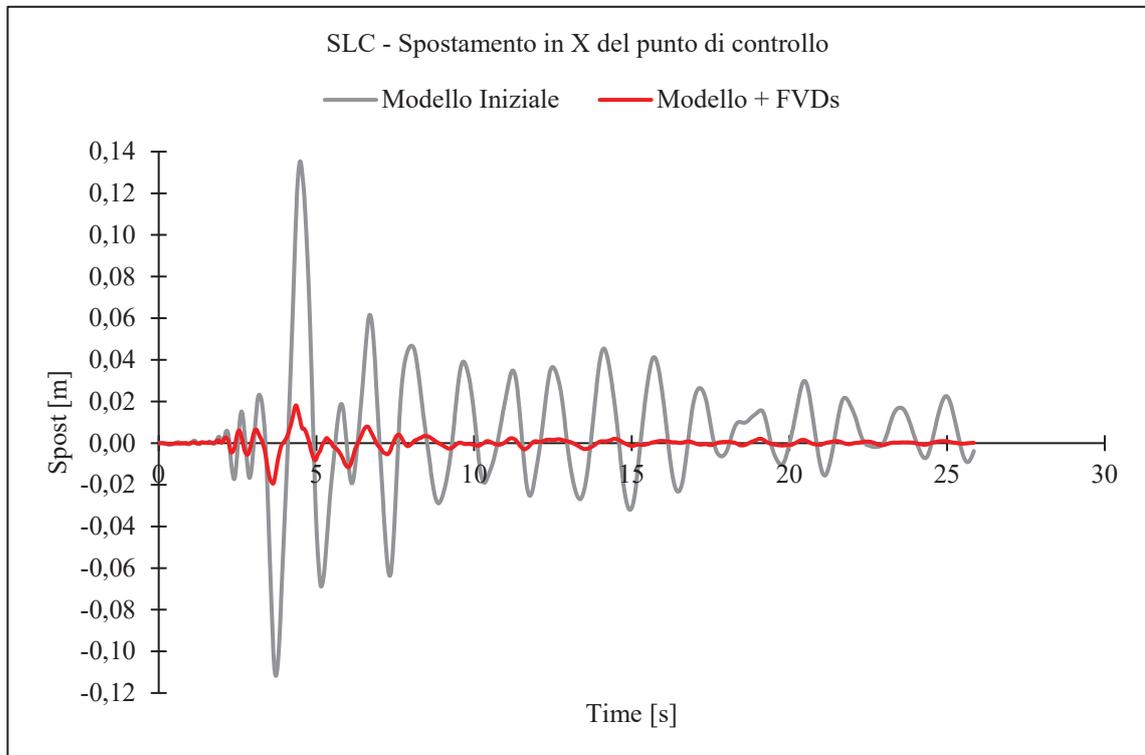


Figura 4.123. Spostamento del punto di controllo, in X ed in Y, allo SLC per gli accelerogrammi stabiliti in Figura 4.109.

Di seguito sono riportate le deformate in altezza (*Figura 4.124*) e le accelerazioni di piano (*Figura 4.125*) per gli stati limite di danno e di prevenzione del collasso e per entrambe le direzioni. Si fa notare che l'asse delle ascisse coincide con la quota del piano seminterrato e che gli indicatori rappresentano gli impalcati fino a quello di calpestio del sottotetto.

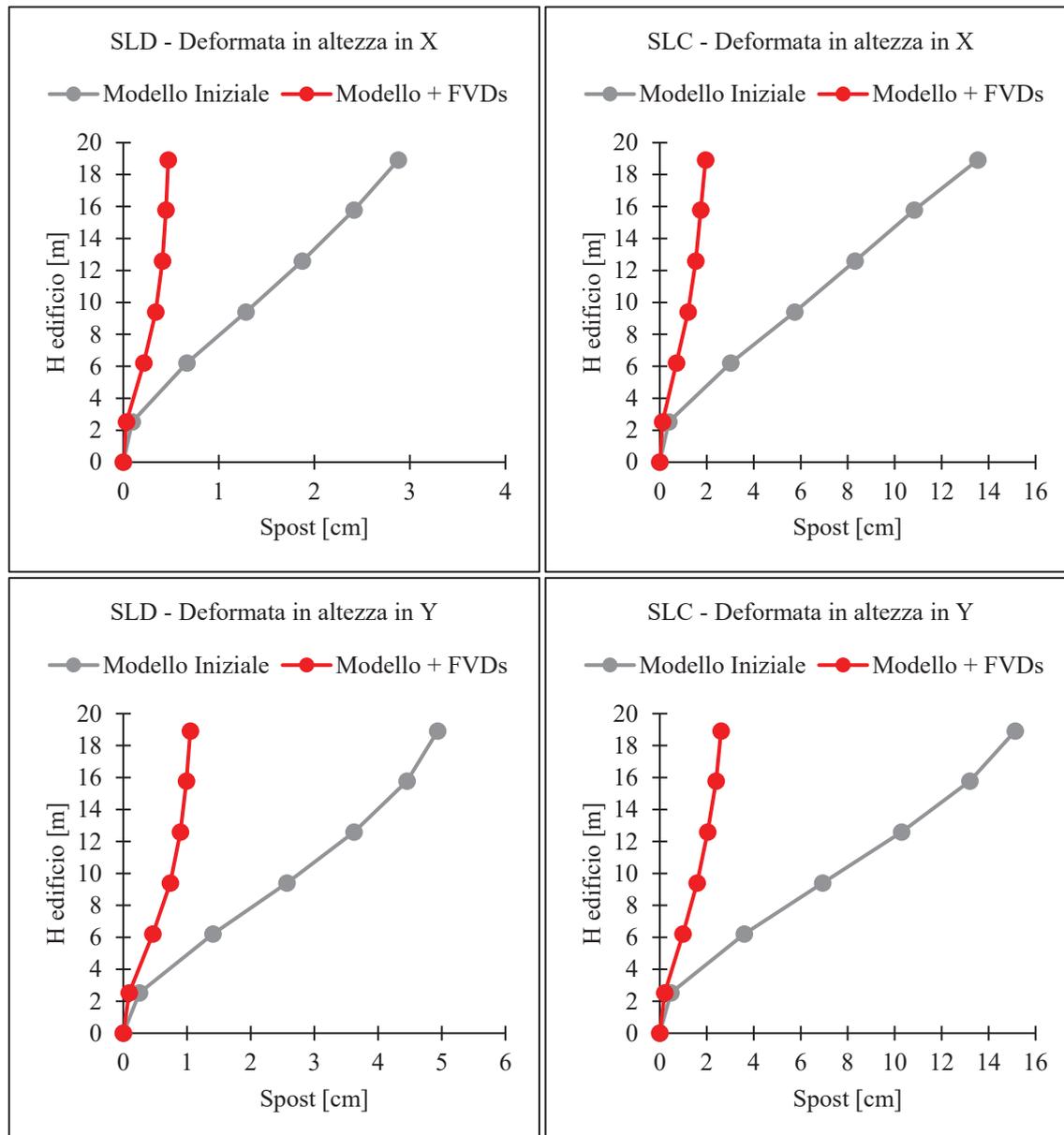


Figura 4.124. Deformata in altezza dell'edificio per gli accelerogrammi SLD e SLC considerati, rispettivamente stabiliti in Figure 4.108 e 4.109.

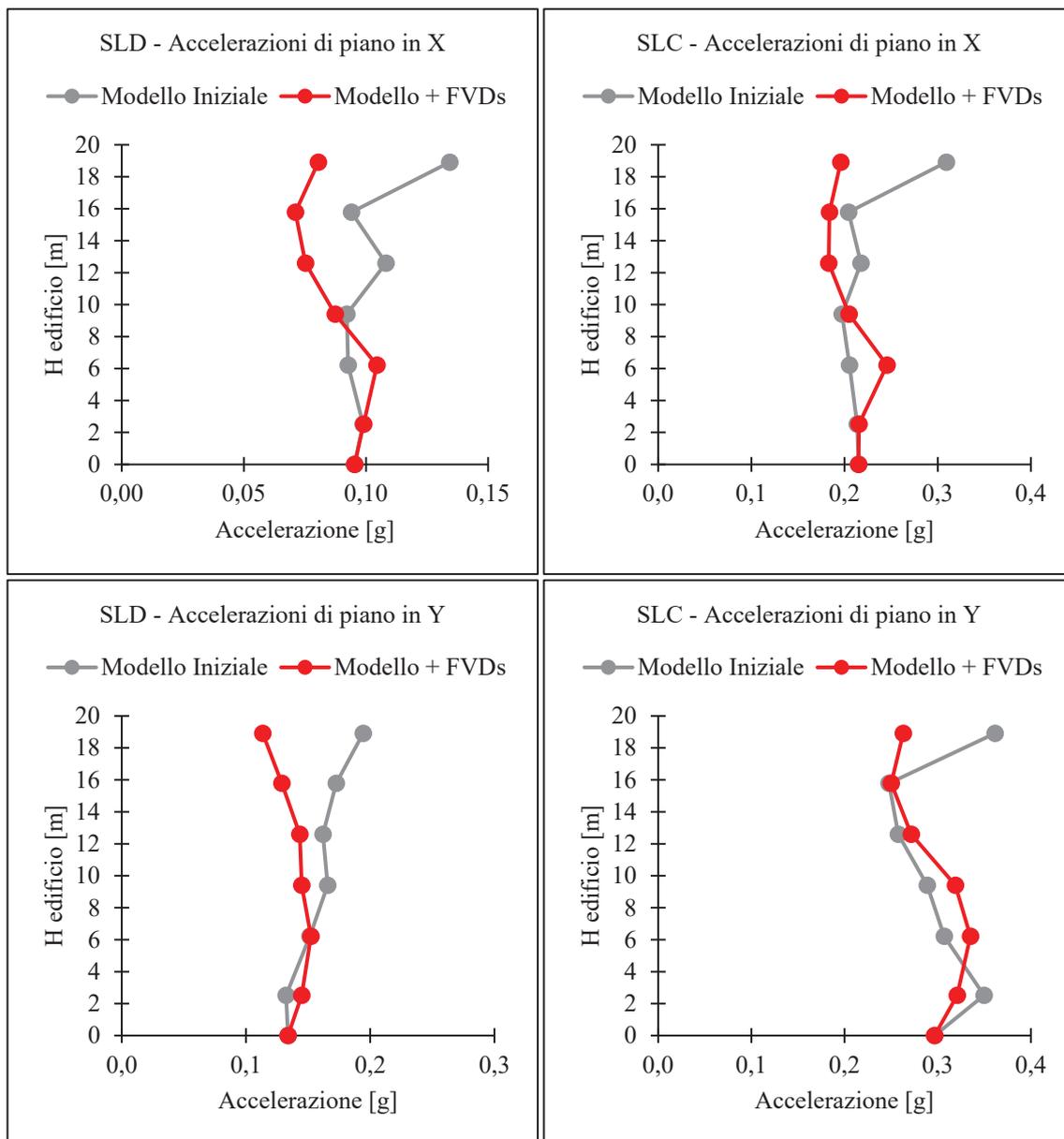


Figura 4.125. Accelerazioni di piano dell'edificio per gli accelerogrammi SLD e SLC considerati, rispettivamente stabiliti in Figure 4.108 e 4.109.

4.9.4. Analisi dinamica non lineare con 7 accelerogrammi SLD e 7 accelerogrammi SLC

Come suggeriscono le NTC 2018, il modello comprensivo del sistema di dissipazione progettato si sottopone ad analisi dinamica non lineare considerando 7 gruppi di storie temporali per ogni stato limite. Nel caso in oggetto si considerano solamente le due componenti orizzontali ortogonali tra loro, per gli stati limite di danno (SLD) e di prevenzione del collasso (SLC), come illustrato in *Figura 4.126*. Gli accelerogrammi sono gli stessi determinati al 4.9.2 mediante *REXEL v 3.5*.

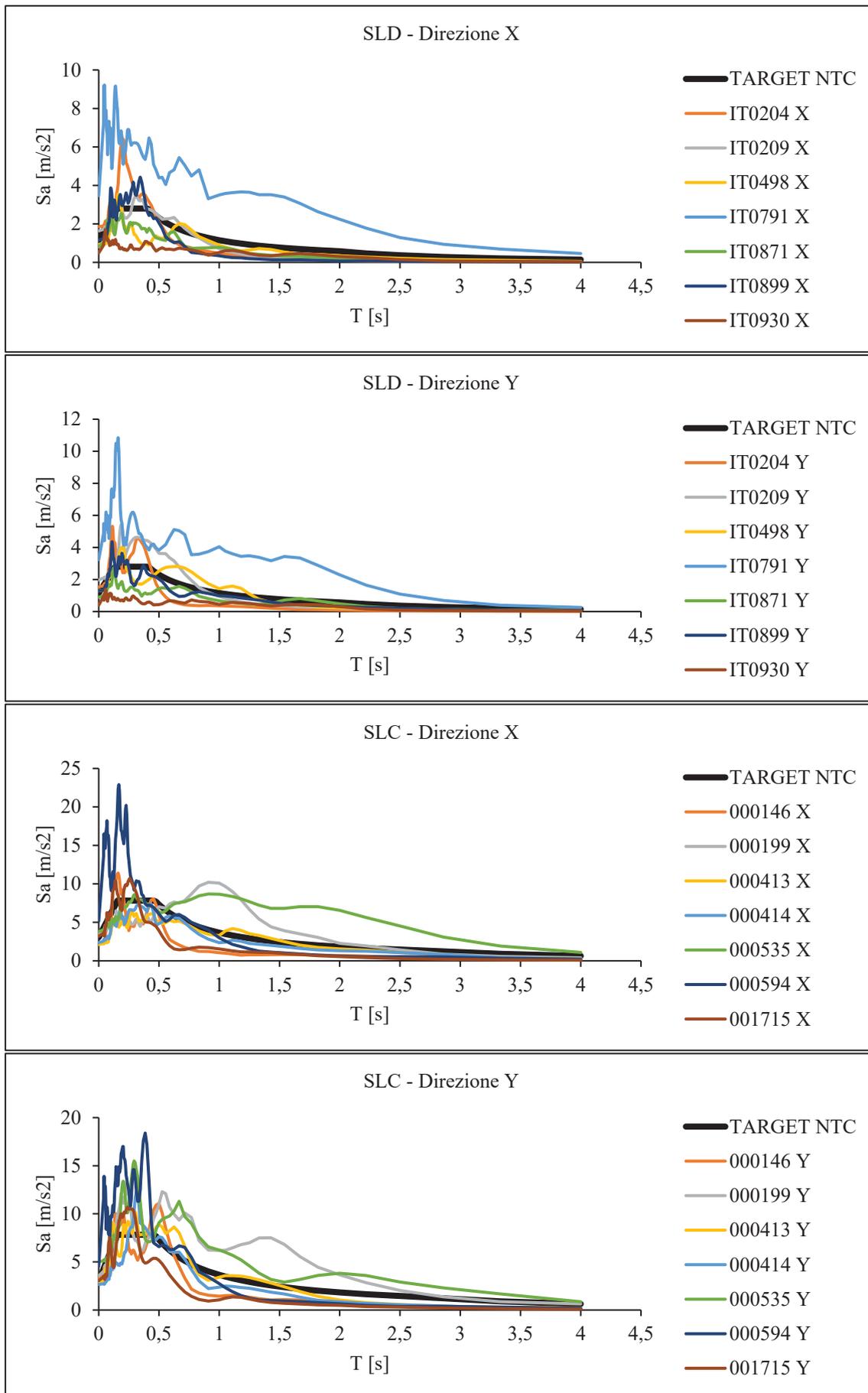


Figura 4.126. Accelerogrammi SLD e SLC selezionati al paragrafo 4.9.2.

Dall'analisi emerge che allo SLD:

- Le tamponature contro terra e del quarto piano rimangono prevalentemente in campo elastico, mentre le restanti iniziano a fessurarsi ed in alcuni casi, specialmente per gli accelerogrammi IT0209, IT0498 e IT0791, arrivano a completa fessurazione;
- Le travi in direzione X, formate da travetti di solaio affiancati, arrivano generalmente a snervarsi;
- Le travi REP risultano prevalentemente in condizioni elastiche ad eccezione di qualcuna, sugli allineamenti interni, che giunge a snervamento;
- I pilastri rimangono sempre in campo elastico;
- I setti si mantengono in campo elastico, eccezione fatta per l'accelerogramma IT0791 che determina lo snervamento al piede dei setti; infatti, le storie temporali IT0791, sia in X che in Y, sono quelle meno spettro-compatibili rispetto allo spettro elastico di riferimento.

Invece, per quanto riguarda lo SLC:

- Le tamponature raggiungono la completa fessurazione mantenendo un certo margine nei confronti della rottura totale;
- Le travi in direzione X sono completamente snervate;
- Le travi REP si mantengono in campo elastico sul perimetro dell'edificio, mentre internamente risultano snervate con alcuni avanzamenti in campo plastico in prossimità dei vani scale;
- I pilastri rimangono in campo elastico, tranne per gli accelerogrammi 000199, 000535 e 000594 che provocano lo snervamento dei pilastri perimetrali a tutte le elevazioni e dei pilastri centrali al piede delle elevazioni del seminterrato e del piano terra;
- I setti arrivano a rottura per effetto delle storie temporali 000199, 000414, 000535 e 000594; relativamente agli altri accelerogrammi i setti rimangono in campo elastico o al massimo arrivano a snervarsi alle elevazioni del seminterrato e del piano terra.

Complessivamente, si può concludere che i setti raggiungono la rottura per 4 gruppi di storie temporali su 7, cioè per quelle meno spettro-compatibili (*Figura 4.126*). Infatti, le storie 000199 e 000535 presentano alte accelerazioni nell'intervallo di periodi di vibrazione della struttura, tra 0,5s e 2,0 s. Invece, gli accelerogrammi 000414 e 000594 sono caratterizzati da picchi di accelerazione. Dunque, sono solamente 3 gli accelerogrammi per i quali l'obiettivo progettuale è garantito: 000146, 000413 e 001715.

Per quanto riguarda i risultati dell'analisi eseguita, è utile valutare gli spostamenti di interpiano. Lo spostamento di interpiano è la differenza tra lo spostamento dell'impalcato i-esimo e lo spostamento dell'impalcato sottostante.

Lo spostamento di interpiano è stato determinato sia per la direzione X che per la Y, sia per lo SLC che per lo SLD. Prima di tutto si è proceduto al calcolo dello spostamento di interpiano per ciascun gruppo di storie temporali inerenti ad ogni stato limite e per ciascun verso dell'azione sismica, positivo e negativo. Di questi, per ogni gruppo di accelerogrammi, si è selezionato il massimo tra gli spostamenti generati dai due versi del

sisma in valore assoluto. Sulla base dei massimi ottenuti, per ciascuna elevazione è stato determinato lo spostamento di interpiano medio, massimo e minimo rispetto ai 7 gruppi di accelerogrammi considerati.

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti: *Figure 4.127 e 4.128*. Di ciascun piano si riporta anche la quota dell'impalcato di calpestio ed i limiti corrispondenti al 3‰ (linea puntinata) ed al 5‰ (linea tratteggiata) dell'altezza di piano.

Si ricorda che lo spostamento di interpiano è importante per le verifiche di rigidezza che, secondo le NTC 2018, devono essere soddisfatte allo SLD per le costruzioni in classe d'uso II, come nel caso del Collegio Fazzini. Esse permettono di verificare che la deformazione degli elementi strutturali non produca danni agli elementi non strutturali tali da rendere l'edificio temporaneamente inagibile. Gli elementi non strutturali di maggior interesse sono le tamponature: in funzione della loro tipologia e della loro connessione al sistema strutturale la norma fissa dei limiti massimi per lo spostamento di interpiano. In particolare, il limite del 5‰ dell'altezza di piano riguarda le tamponature fragili connesse rigidamente alla struttura e che interferiscono con la sua deformabilità.

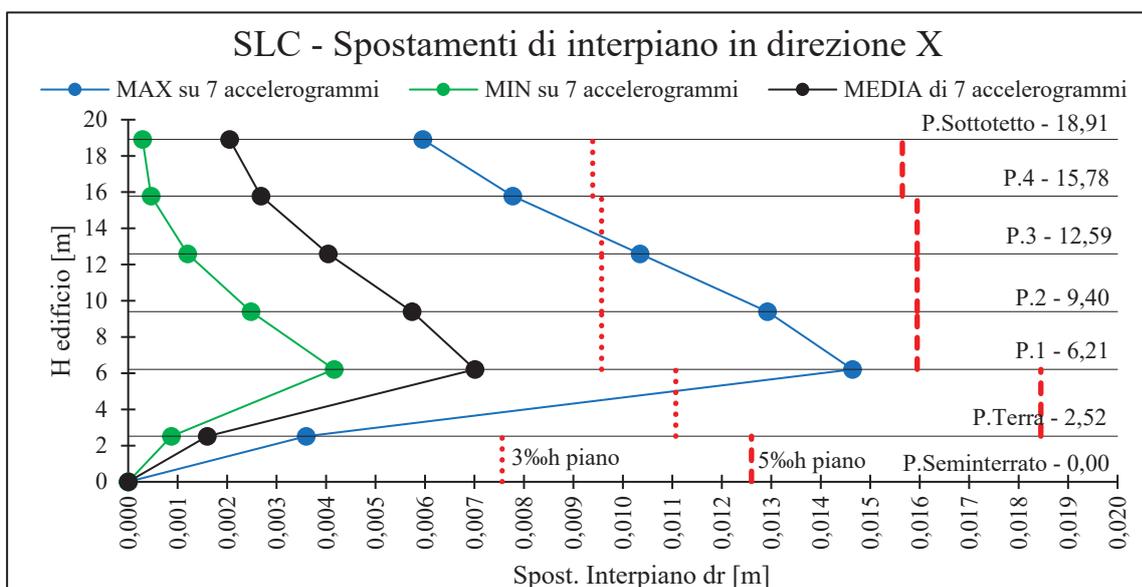
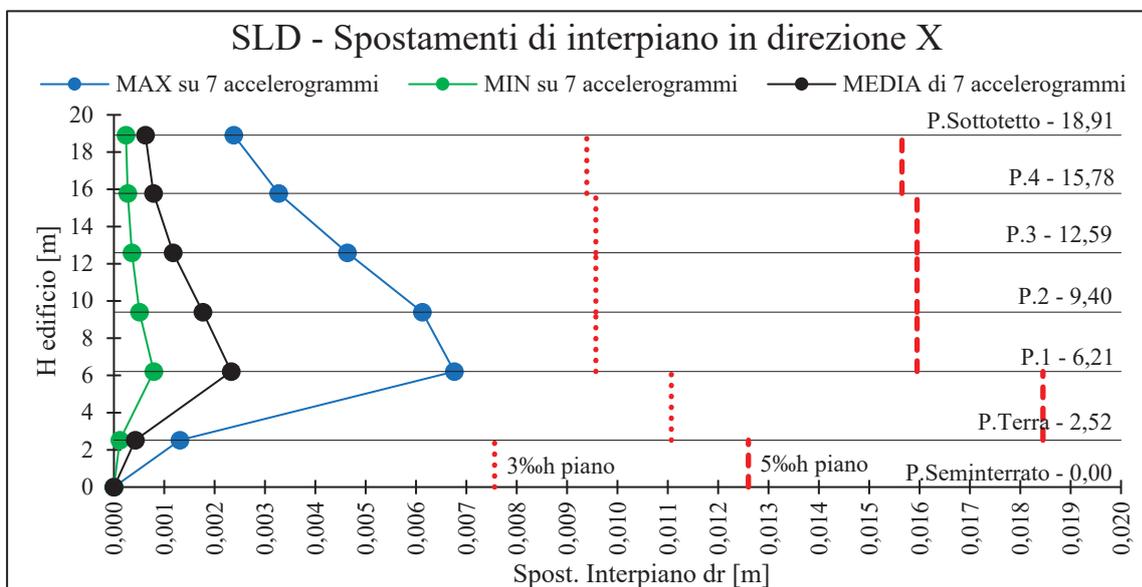


Figura 4.127. Spostamenti di interpiano in X, per 7 accelerogrammi SLD e 7 accelerogrammi SLC.

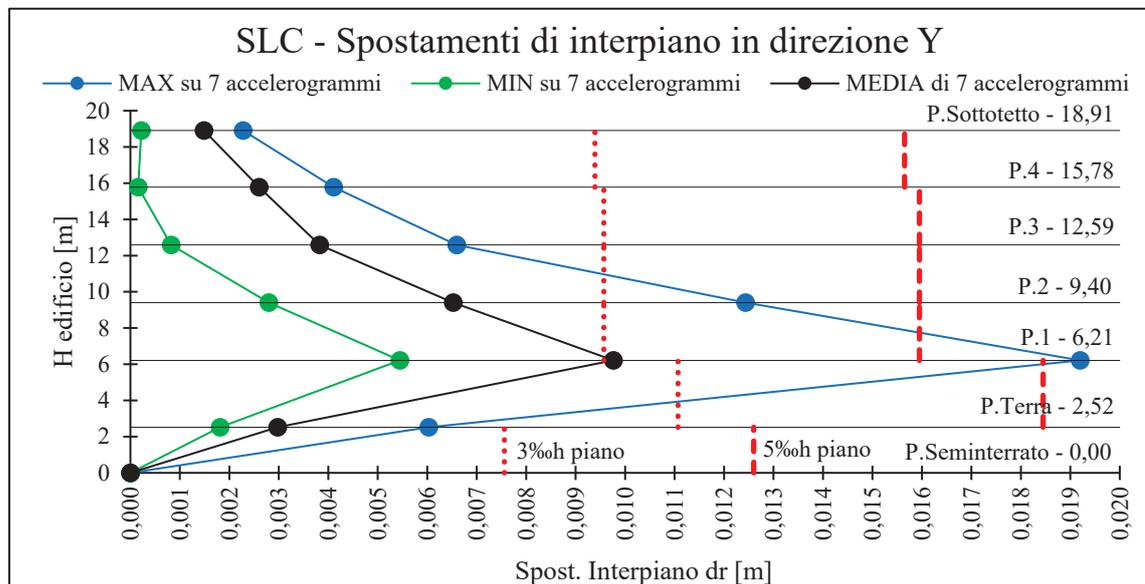
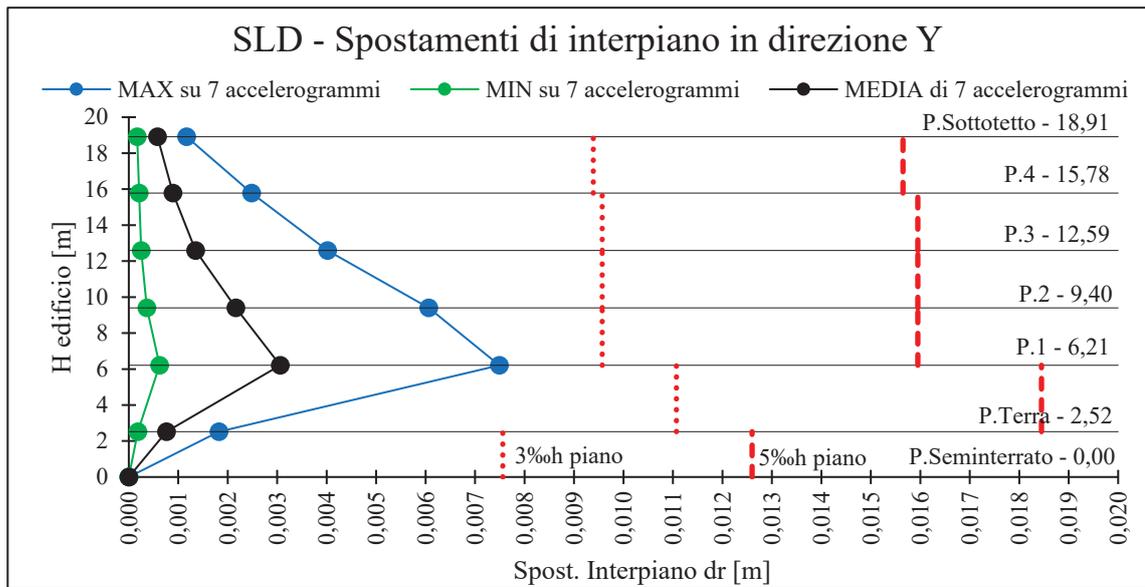


Figura 4.128. Spostamenti di interpiano in Y, per 7 accelerogrammi SLD e 7 accelerogrammi SLC.

Considerando il valore medio su 7 gruppi di accelerogrammi, lo spostamento di interpiano risulta sempre inferiore al 3% dell'altezza di piano, ad eccezione della direzione Y allo SLC in cui tale limite viene appena superato dallo spostamento relativo all'elevazione del piano terra. Dunque, il valore medio è sempre minore del 5% dell'altezza di piano per gli stati limite considerati e per entrambe le direzioni dell'azione sismica.

Se prendiamo come riferimento i massimi spostamenti di interpiano, allo SLD essi risultano inferiori del 3% dell'altezza di piano, mentre allo SLC si distinguono due differenti andamenti. Mentre in direzione X lo spostamento di interpiano si mantiene sempre al di sotto del 5% dell'altezza di piano, in direzione Y, sempre al piano terra, si verifica il superamento di tale limite.

Invece, nei grafici riportati in *Figure 4.129 e 4.130* si possono notare nel dettaglio gli spostamenti di interpiano corrispondenti a ciascun gruppo di accelerogrammi. Si fa notare che nella legenda è presente il nome della storia temporale seguita dalla direzione e da

“MAX” o “MIN” che indicano i due versi dell’azione sismica, positivo e negativo. Per quanto riguarda lo SLD, gli spostamenti di interpiano corrispondenti alle storie temporali IT0791 si discostano dalla distribuzione in entrambe le direzioni X e Y. Infatti, come si può vedere in *Figura 4.126*, le storie temporali IT0791 si discostano maggiormente dallo spettro di riferimento. Allo SLC, invece, gli accelerogrammi 000535 X e Y e 000199 Y determinano spostamenti di interpiano maggiori, specialmente in direzione Y in cui viene superato il limite del 5% dell’altezza di piano. Anche in questo caso, dalla *Figura 4.126*, si può notare che tali registrazioni sono meno compatibili rispetto allo spettro target. Tutto sommato, le tamponature allo SLD risultano debolmente danneggiate dato che gli spostamenti di interpiano sono addirittura inferiori al 3‰. Allo SLC lo spostamento di interpiano è prevalentemente minore al 5% dell’altezza di piano, quindi le tamponature sono ancora lontane dalla rottura totale.

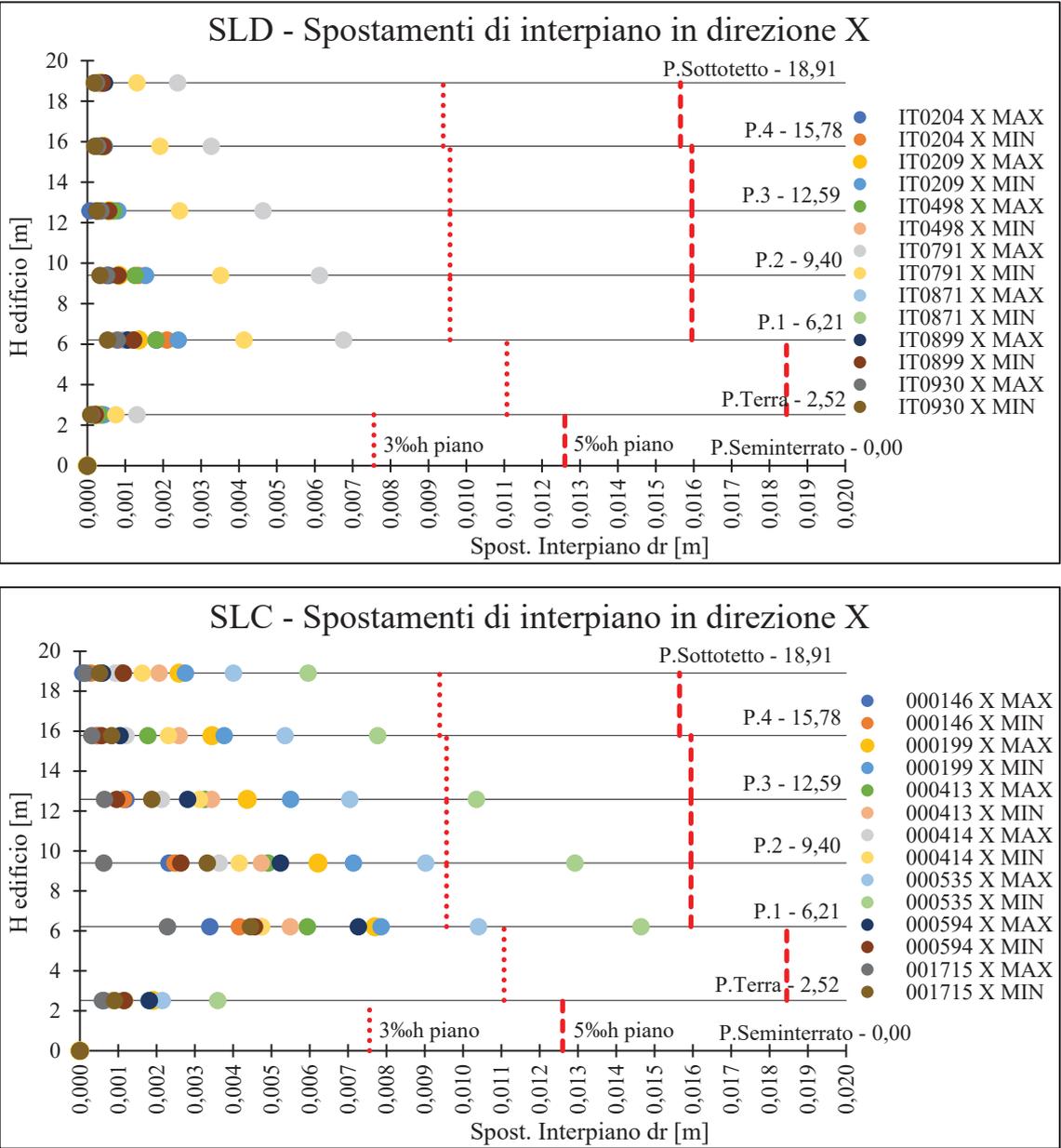


Figura 4.129. Spostamenti di interpiano in X, per ciascuno dei 7 accelerogrammi SLD e dei 7 accelerogrammi SLC.

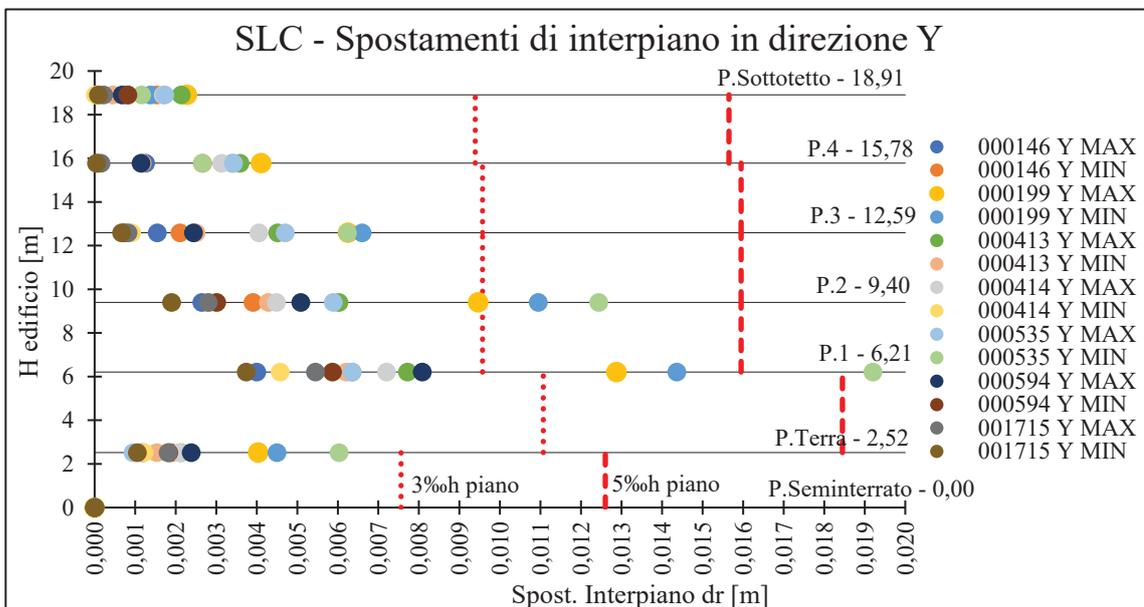
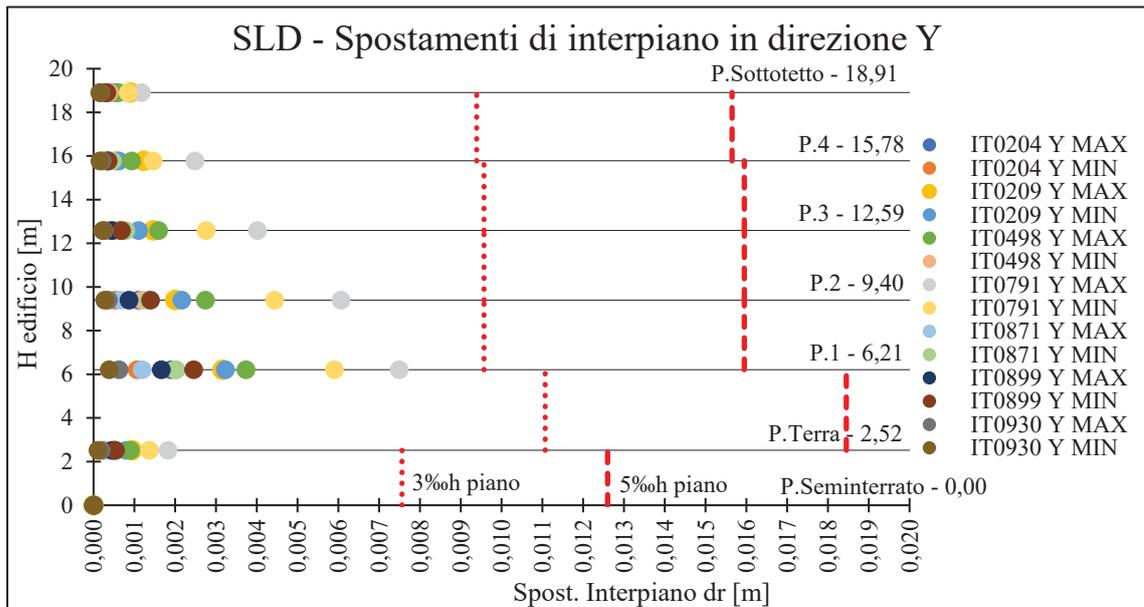


Figura 4.130. Spostamenti di interpiano in Y, per ciascuno dei 7 accelerogrammi SLD e dei 7 accelerogrammi SLC.

Per aumentare il livello di sicurezza, garantendo la protezione dei nuclei ascensori per tutte le storie temporali considerate, occorre incrementare ulteriormente la costante viscosa degli smorzatori esterni.

Nel presente caso si valutano strade alternative come la sostituzione delle tamponature esistenti con tamponature di tipo leggero, oppure la sostituzione dei nuclei ascensori esistenti con nuclei ascensori autoportanti in acciaio.

Tra i possibili interventi, quello di rinforzare i setti incrementandone la sezione non è preso in considerazione per insufficienza di spazio a disposizione.

4.10. INTERVENTO DI SOSTITUZIONE DELLE TAMPONATURE

Nelle analisi eseguite fino ad ora non si è tenuto in considerazione del comportamento fuori dal piano delle tamponature. Infatti, quando le tamponature sono completamente fessurate e prossime alla rottura, un picco di accelerazione in direzione ortogonale al loro piano può innescare meccanismi di rottura fuori dal piano, come il ribaltamento.

In particolare, dall'ultima analisi dinamica non lineare con 7 gruppi di storie temporali, corrispondenti agli stati limite SLD e SLC, sono risultate, facendo la media dei valori massimi, le accelerazioni mostrate nella seguente tabella (Tabella 4.55).

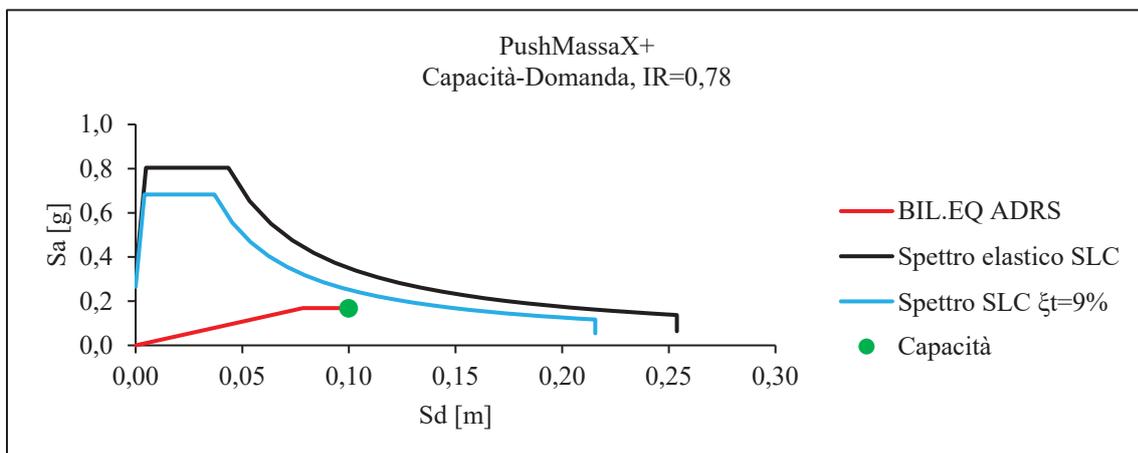
Tabella 4.55. Accelerazioni di piano SLD e SLC.

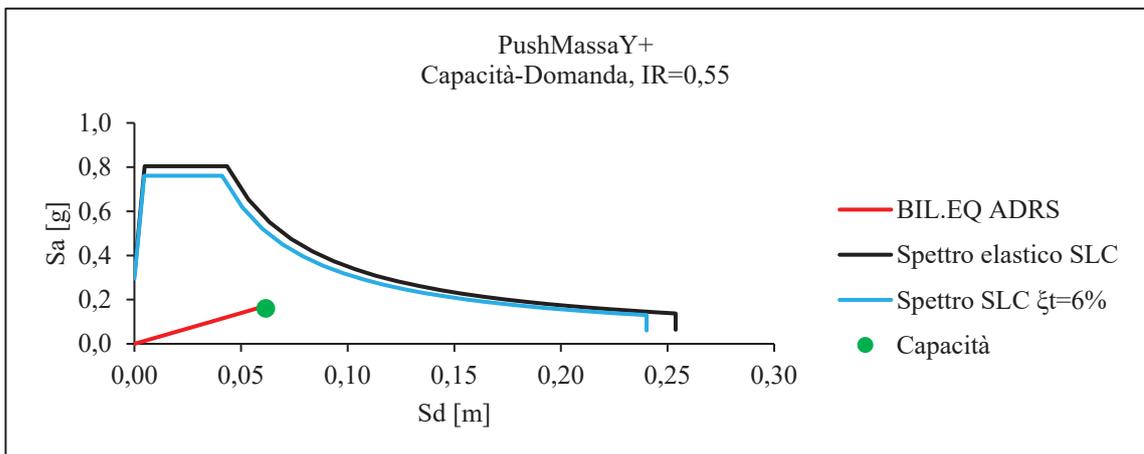
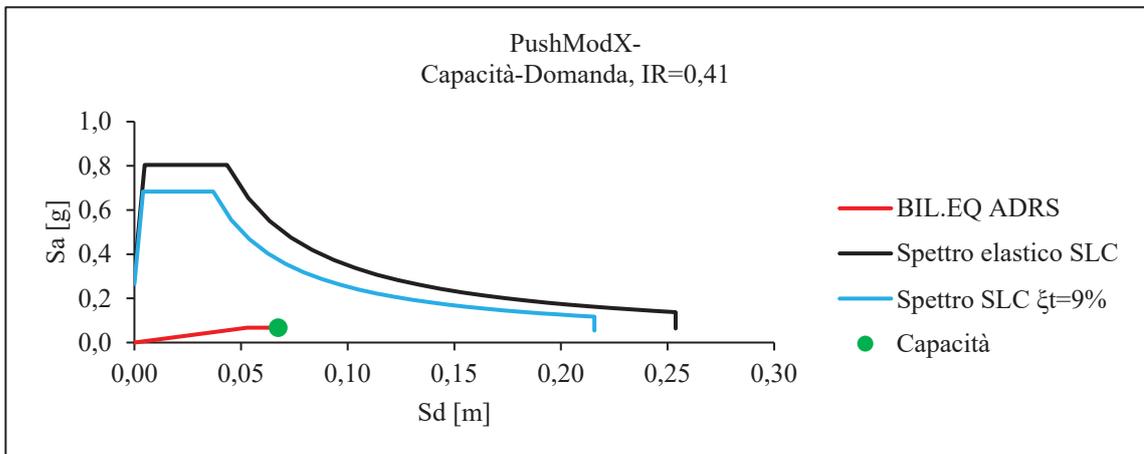
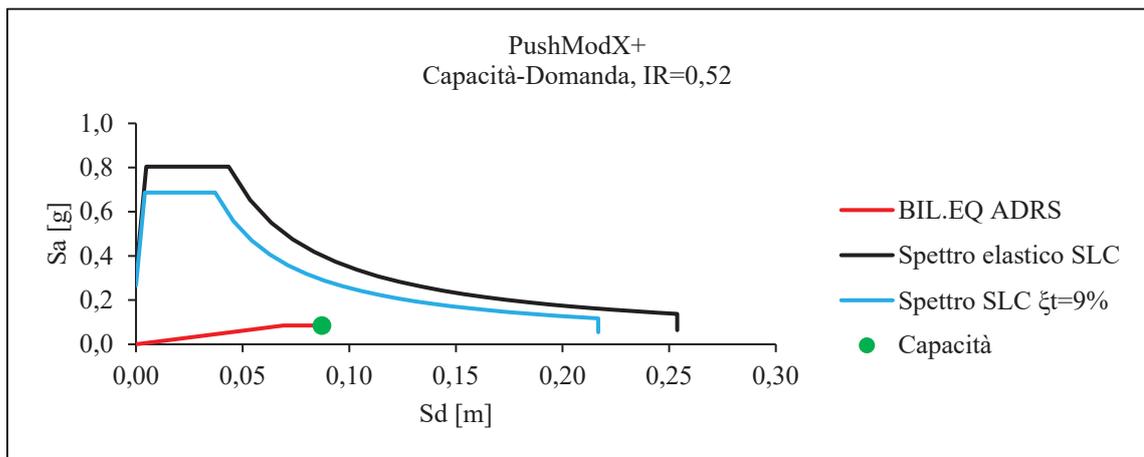
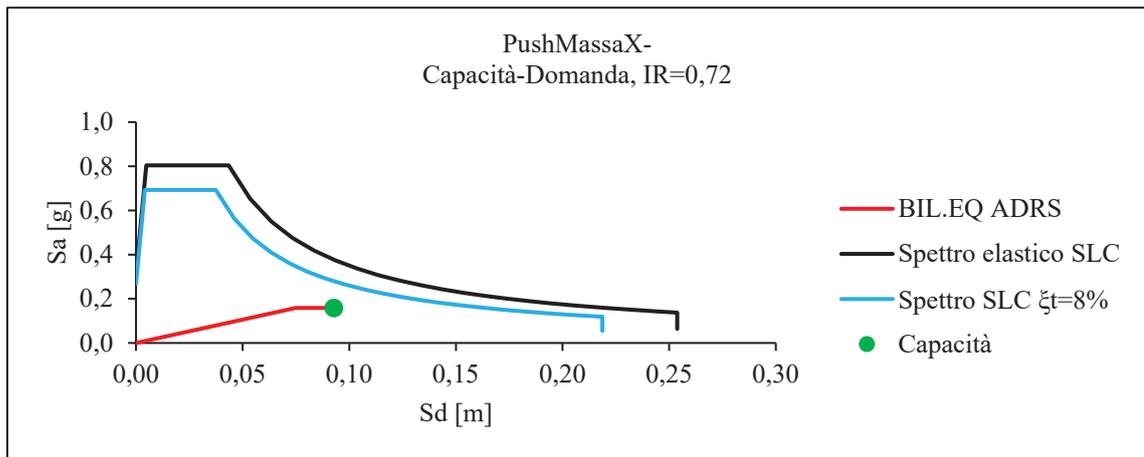
PIANO	Accelerazioni SLD			Accelerazioni SLC		
	Media Direzione X	Media Direzione Y	Media	Media Direzione X	Media Direzione Y	Media
	[m/s ²]					
Seminterrato	1,5	1,5	1,6	3,4	3,6	3,7
Terra	1,5	1,6	1,7	3,5	3,8	4,0
1	1,5	1,7	1,8	3,8	4,1	4,3
2	1,4	1,4	1,6	3,1	3,5	3,5
3	1,3	1,2	1,4	2,6	2,9	2,9
4	1,0	1,1	1,2	2,3	2,6	2,7
Sottotetto	0,9	1,1	1,1	2,5	2,5	2,8

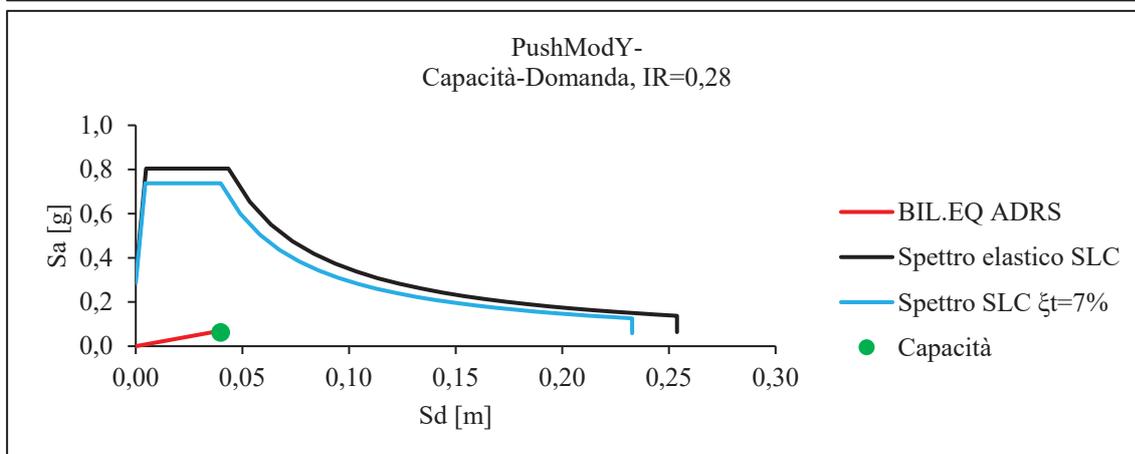
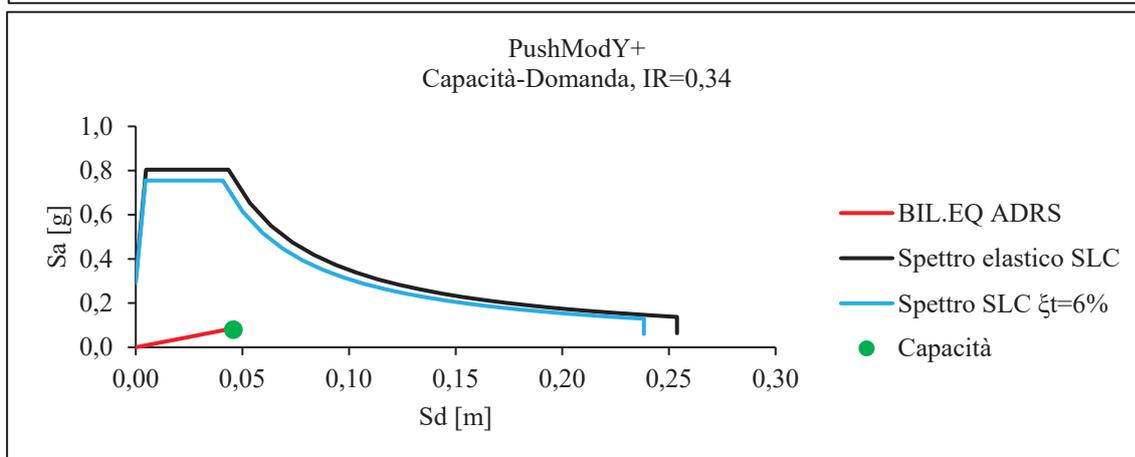
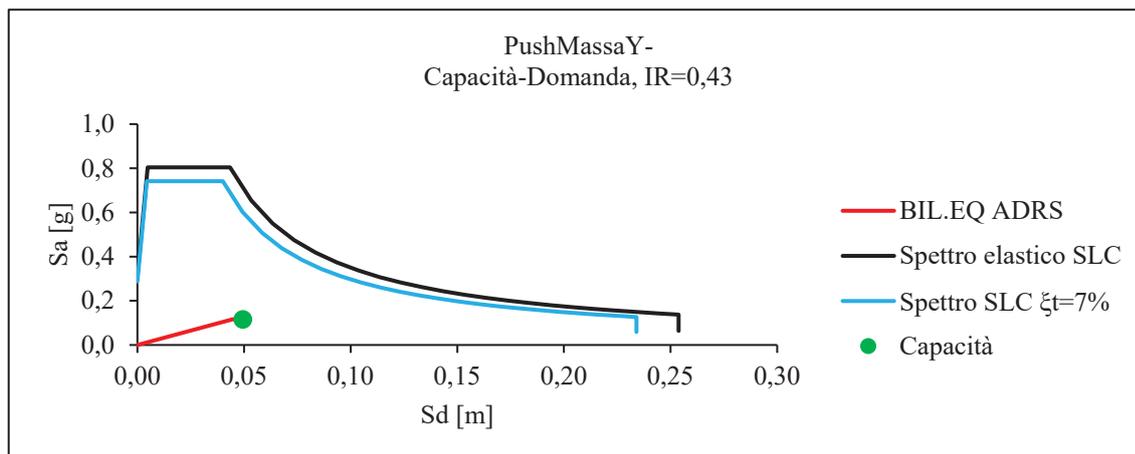
Visti i valori delle accelerazioni, le tamponature necessitano di presidi antiribaltamento oppure è possibile sostituirle direttamente con tipologie più leggere, tipo le tamponature a secco.

4.10.1. Analisi statica non lineare

Considerando tamponature di tipo leggero, e quindi eliminando le tamponature esistenti dal modello strutturale (analisi modale in Tabella 4.48), si è proceduto al confronto capacità-domanda attraverso il metodo A (N2), come precedentemente fatto. I risultati ottenuti sono riportati di seguito.







Visti gli indici di rischio, anche sostituendo le tamponature esistenti con tamponature di tipo leggero, è necessario l'adeguamento sismico. Infatti, come si può osservare in *Tabella 4.56*, si verifica un incremento dell'indice di rischio per la direzione X, mentre una riduzione in Y.

Tabella 4.56. Confronto degli indici di rischio tra il modello con tamponature esistenti ed il modello con tamponature leggere.

	$I_R = a_{g,c} / a_{g,d}$	
	Tamponature Esistenti	Tamponature Leggere
PushMassaX+	0,49	0,78
PushMassaX-	0,47	0,72
PushModX+	0,36	0,52
PushModX-	0,38	0,41
PushMassaY+	0,82	0,55
PushMassaY-	0,82	0,43
PushModY+	0,47	0,34
PushModY-	0,43	0,28

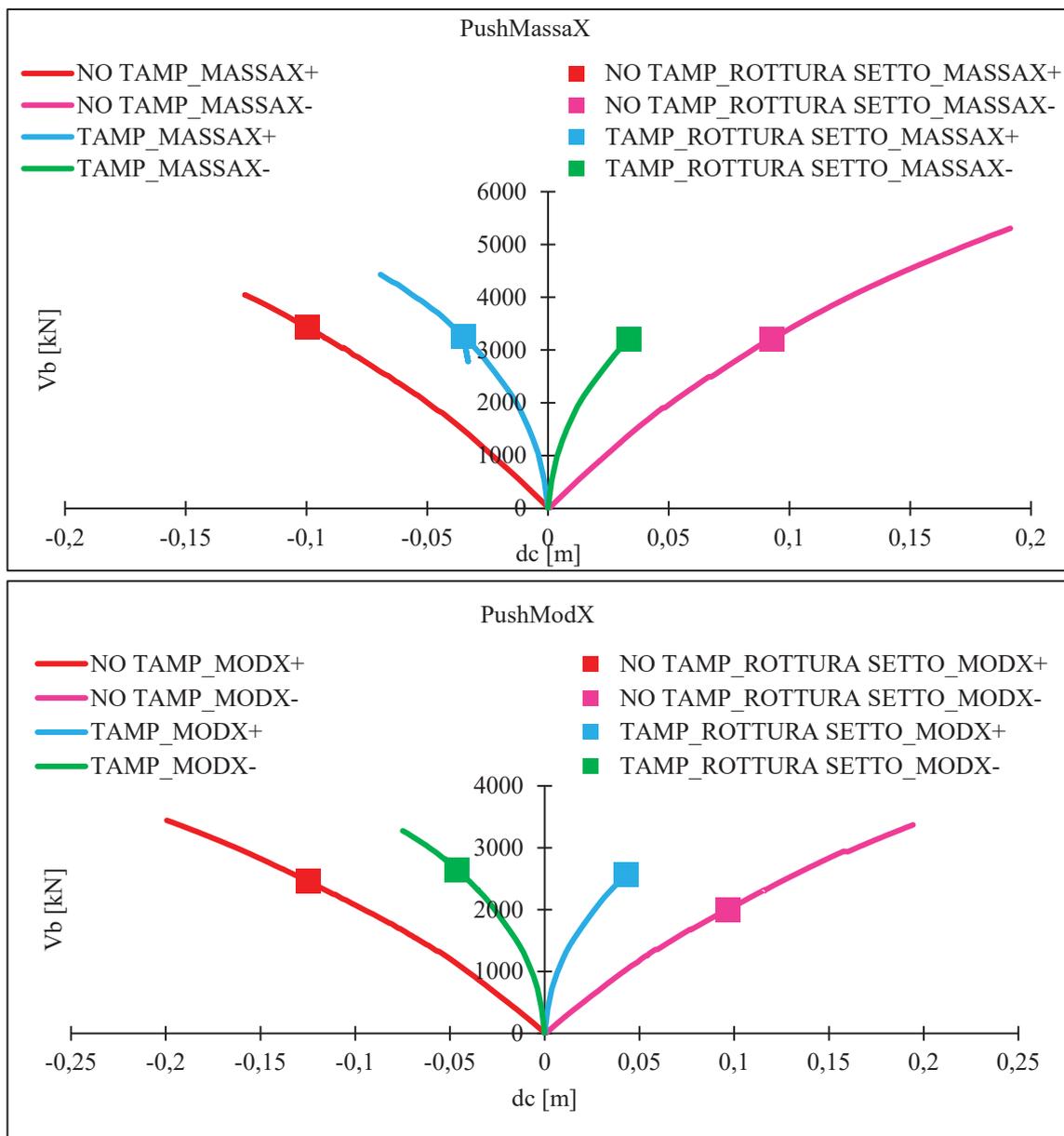


Figura 4.131. Confronto delle curve di capacità per la direzione X tra il modello con tamponature esistenti "TAMP" ed il modello con tamponature leggere "NO TAMP".

L'edificio caratterizzato da tamponature leggere risulta più flessibile, specialmente in direzione X in cui, tra l'altro, non sono presenti vere e proprie travi. Confrontando le curve di capacità – *Figure 4.131 e 4.132* – dei modelli con tamponature esistenti (“TAMP”) e con tamponature leggere (“NO TAMP”), è possibile osservare che, sostituendo le tamponature, la rottura dei setti si verifica ad uno spostamento maggiore ed allo stesso taglio alla base per i casi di spinta in direzione X, mentre in direzione Y essa si verifica allo stesso spostamento ma in corrispondenza di un taglio alla base ridotto. Quindi in direzione X le tamponature esistenti incrementano la rigidezza, mentre in Y incrementano sia la rigidezza che la resistenza.

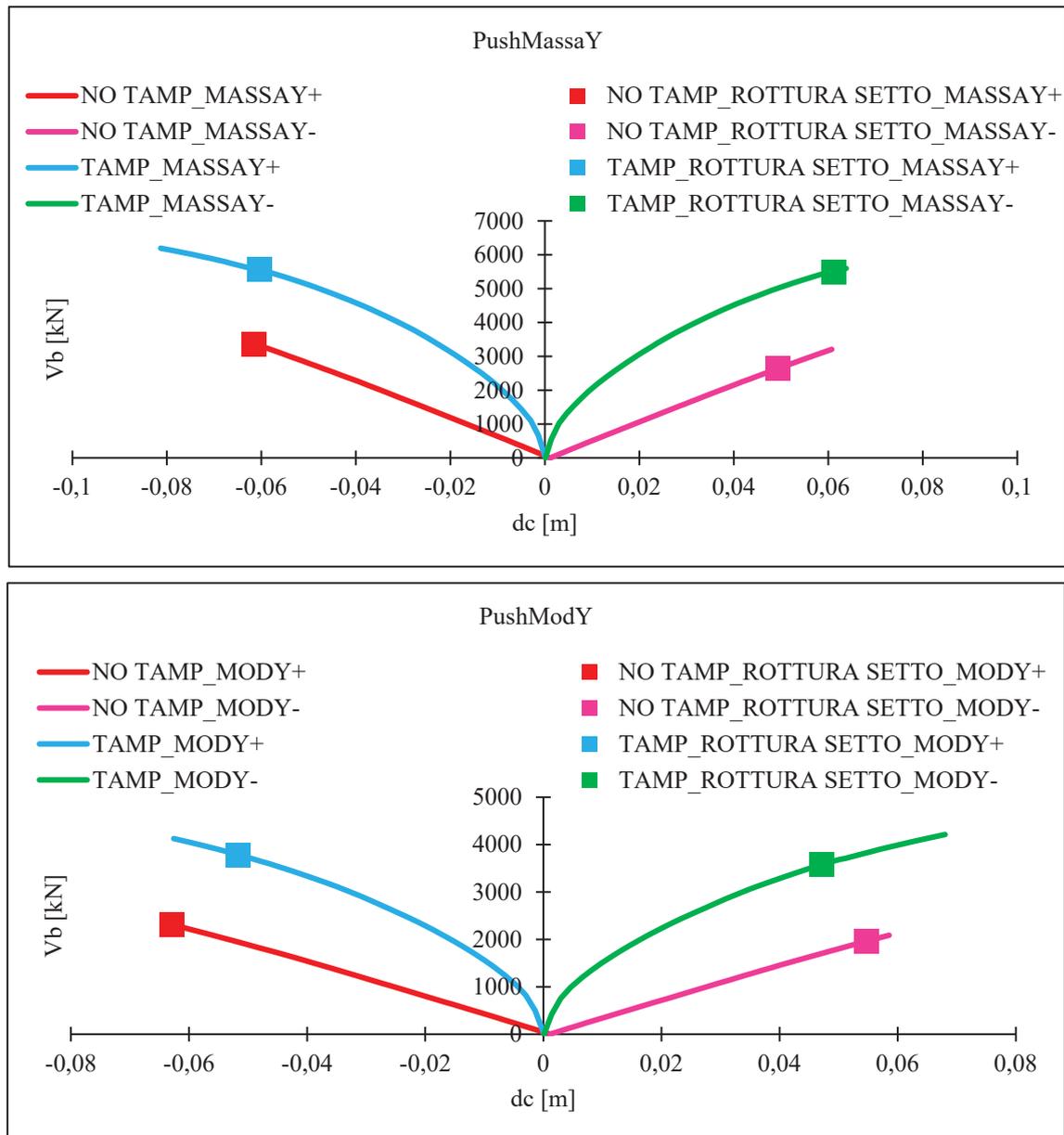


Figura 4.132. Confronto delle curve di capacità per la direzione Y tra il modello con tamponature esistenti “TAMP” ed il modello con tamponature leggere “NO TAMP”.

4.10.2. Analisi dinamica non lineare

Considerando lo stesso sistema di dissipazione progettato in precedenza (4.9.3), il modello con tamponature leggere è stato sottoposto ad analisi dinamica non lineare. In questo caso sono stati considerati come gruppi di storie temporali gli stessi utilizzati per la progettazione del sistema di dissipazione, cioè gli accelerogrammi orizzontali IT0498 per lo SLD e 000413 per lo SLC (Figure 4.108 e 4.109).

Sostituendo le tamponature esistenti, il sistema di dissipazione progettato, caratterizzato da $C_{L,X} = 1918 \text{ kNs/m}$ e $C_{L,Y} = 2282 \text{ kNs/m}$, risulta inadeguato a salvaguardare i setti dei nuclei ascensori, che arrivano a rottura allo SLC. Allo SLD non si verificano particolari danni se non lo snervamento di qualche trave REP. Allo SLC quasi tutte le travi REP, ad eccezione di quelle perimetrali, risultano snervate ed oltre, infatti alcune superano lo snervamento senza giungere a rottura, mentre i pilastri rimangono in campo elastico a differenza dei setti che raggiungono la crisi.

Nel seguito si riporta il confronto tra le deformate in altezza (Figure 4.133) e le accelerazioni di piano (Figure 4.134) dei modelli con smorzatori viscosi: per “Modello con tamponature + FVDs” si intende il modello con tamponature esistenti e sistema FB progettato, mentre per “Modello senza tamponature + FVDs” si intende il modello con tamponature leggere e sistema FB progettato.

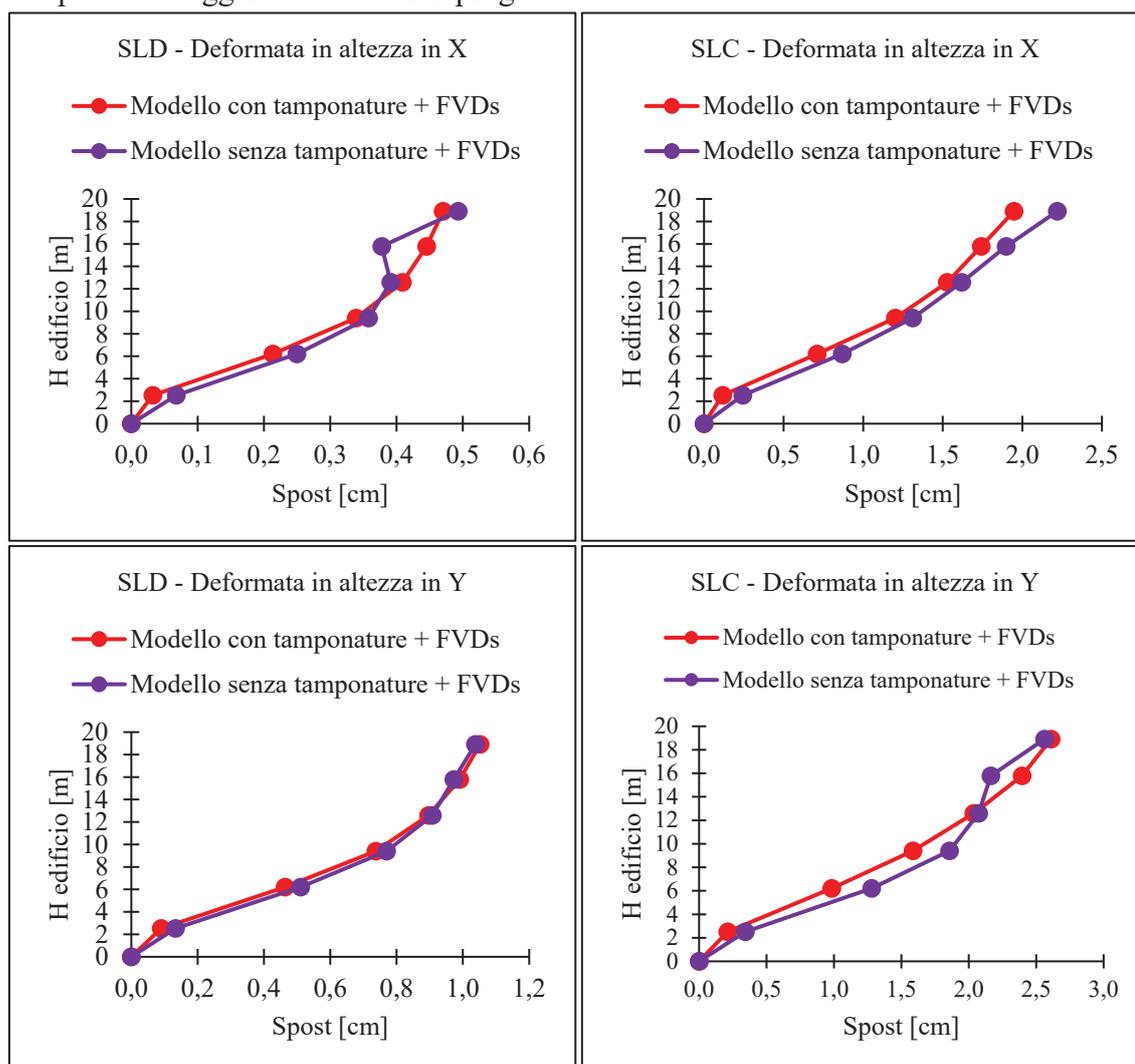


Figura 4.133. Deformata in altezza dell'edificio per gli accelerogrammi SLD e SLC considerati.

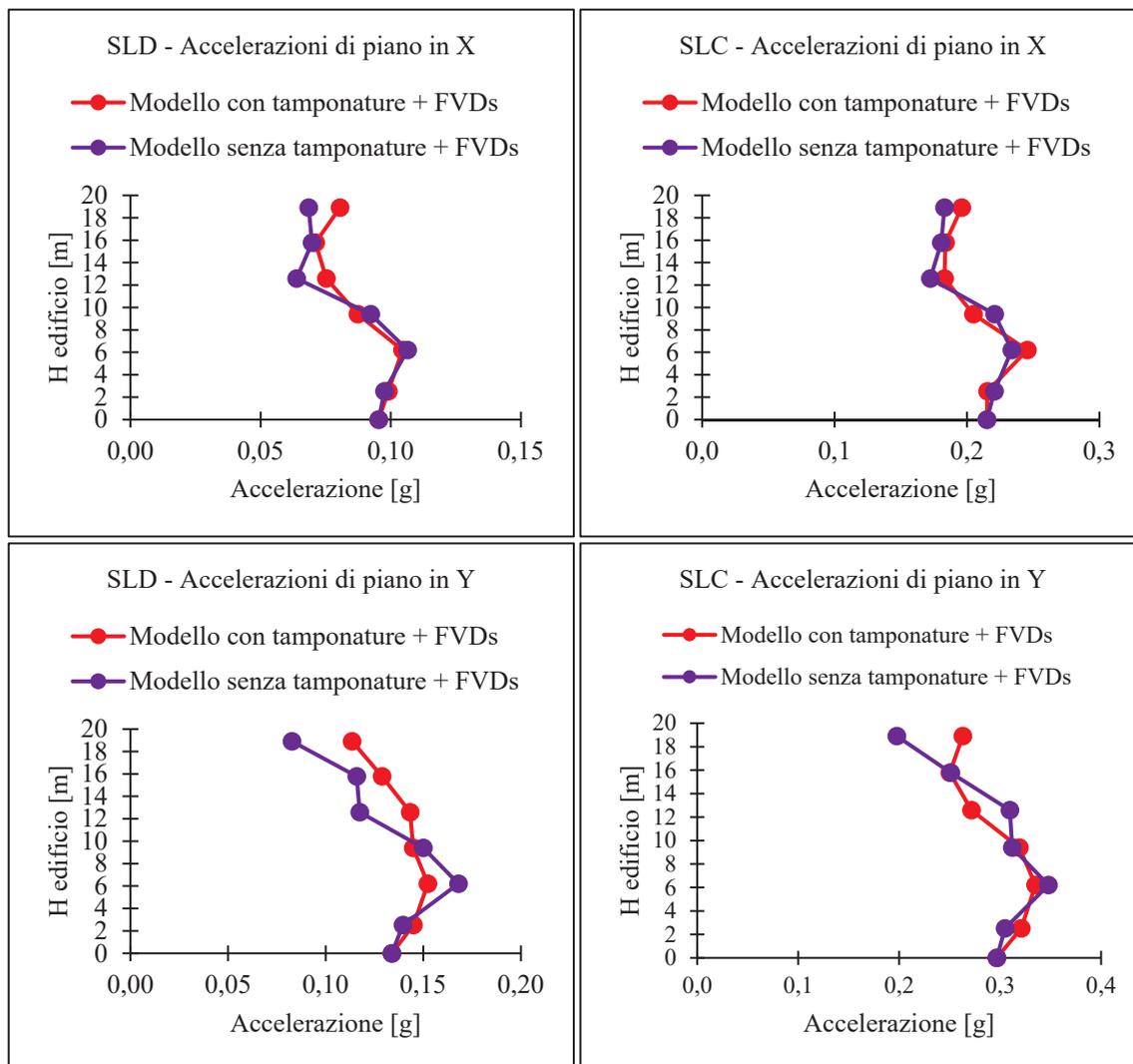


Figura 4.134. Accelerazioni di piano dell'edificio per gli accelerogrammi SLD e SLC considerati.

4.11. SOSTITUZIONE DEI NUCLEI ASCENSORI ESISTENTI CON NUCLEI ASCENSORI AUTOPORTANTI

Dato che nelle soluzioni studiate i setti giungono sempre a rottura, una valida possibilità consiste nella sostituzione dei nuclei ascensori esistenti con dei nuclei autoportanti in acciaio, conservando le tamponature esistenti. In questa maniera i nuclei, dotati di fondazione propria, sono disconnessi dal sistema strutturale e quindi non interferiscono con la dinamica dell'edificio.

4.11.1. Analisi modale

Vista la realizzazione di nuclei autoportanti, si eliminano dal modello con tamponature esistenti i setti in c.a. e si effettua nuovamente l'analisi modale (Tabella 4.57 e Figura 4.135). L'edificio diventa leggermente più flessibile e, grazie alle tamponature, i primi due modi rimangono puramente traslazionali. Continuano a non verificarsi accoppiamenti.

Tabella 4.57. Confronto dell'analisi modale tra il modello con tamponature e nuclei esistenti ed il modello con tamponature e nuclei autoportanti.

Modello con tamponature e nuclei esistenti					Modello con tamponature e nuclei autoportanti				
Modi	Periodi [s]	UX	UY	RZ	Modi	Periodi [s]	UX	UY	RZ
1	0,58	0,7496	0,0061	0,0085	1	0,61	0,7660	0,0038	0,0119
2	0,52	0,0038	0,7594	0,0062	2	0,52	0,0020	0,7652	0,0067
3	0,37	0,0075	0,0018	0,7815	3	0,48	0,0000	0,0000	0,0000
4	0,21	0,0001	0,0000	0,0000	4	0,48	0,0000	0,0000	0,0000
5	0,21	0,0000	0,0002	0,0000	5	0,37	0,0098	0,0020	0,7788
6	0,21	0,0006	0,0000	0,0000	6	0,21	0,0607	0,0005	0,0025

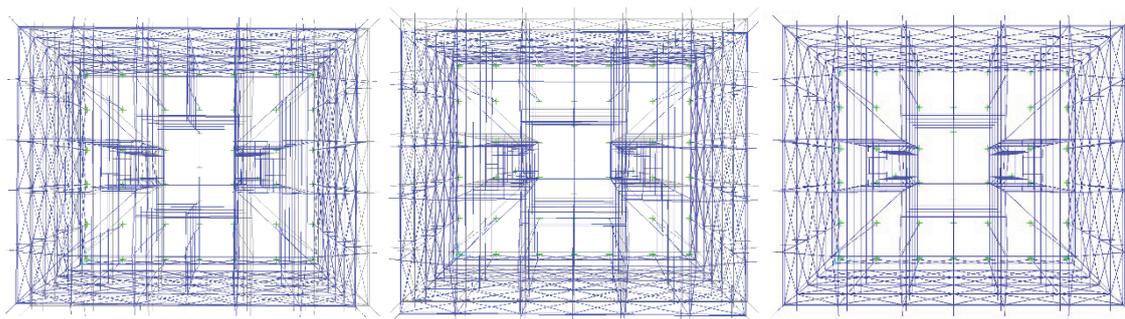
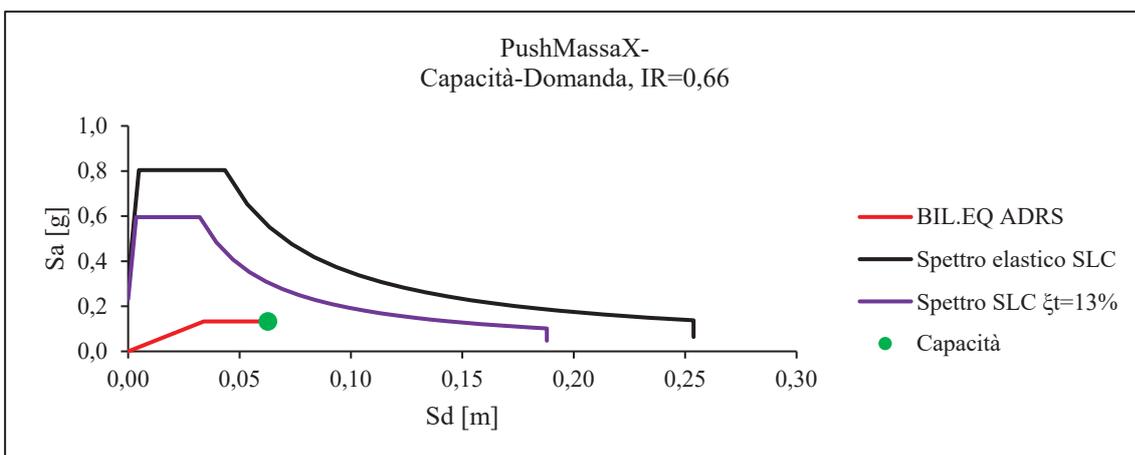
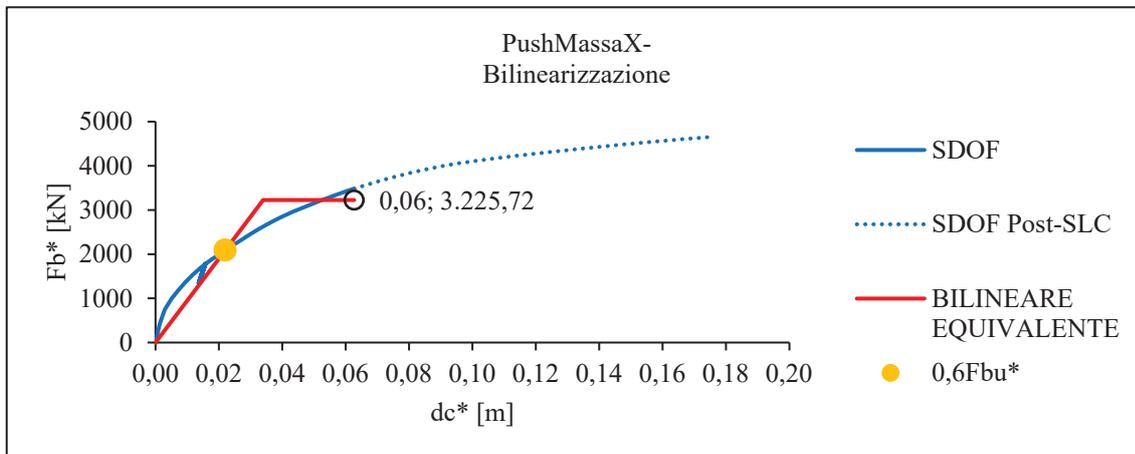
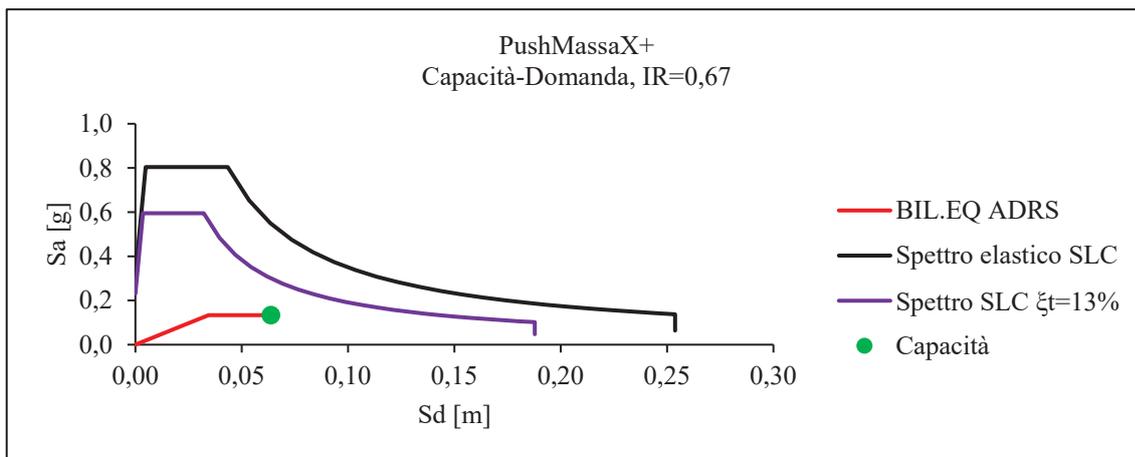
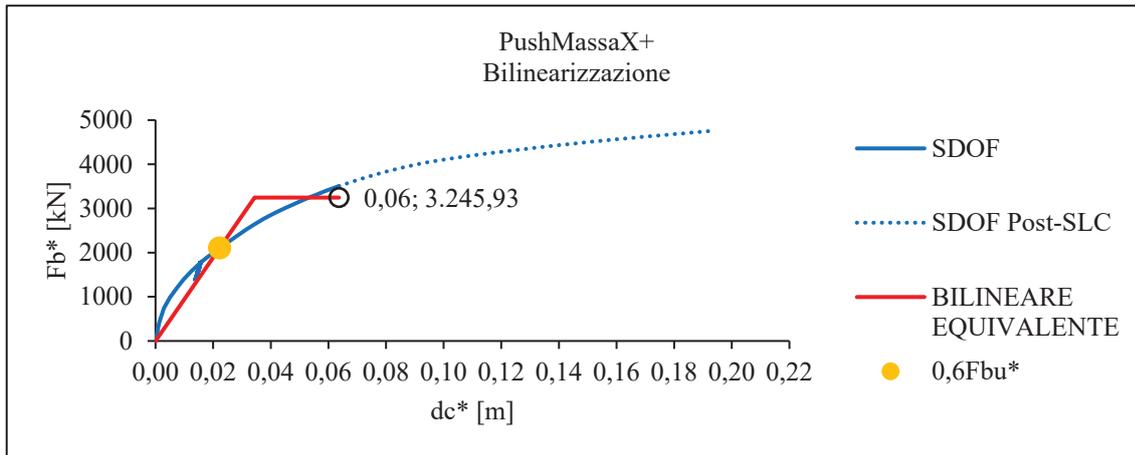
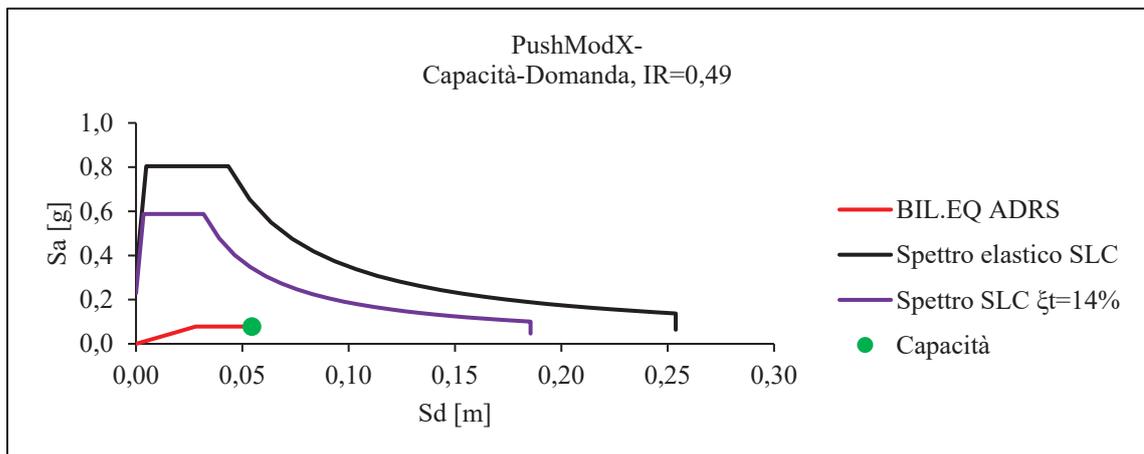
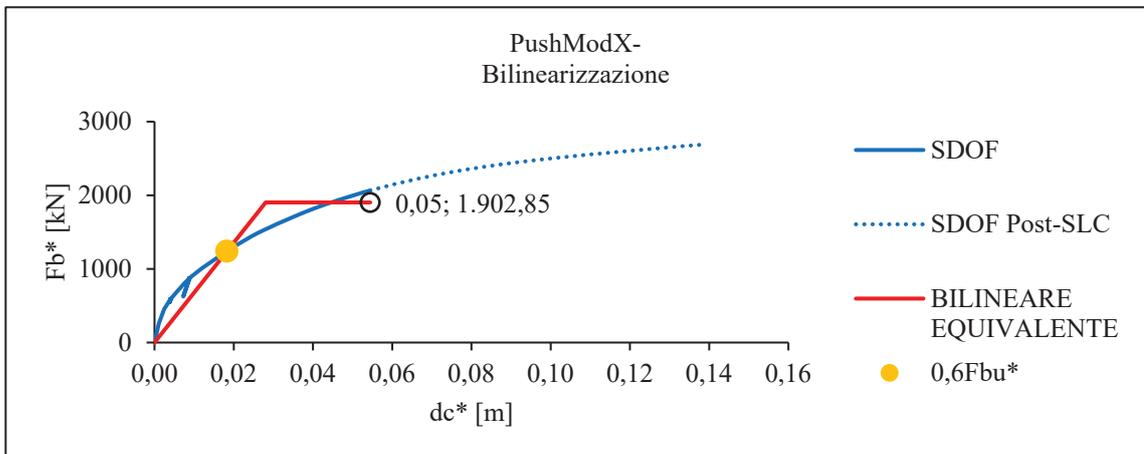
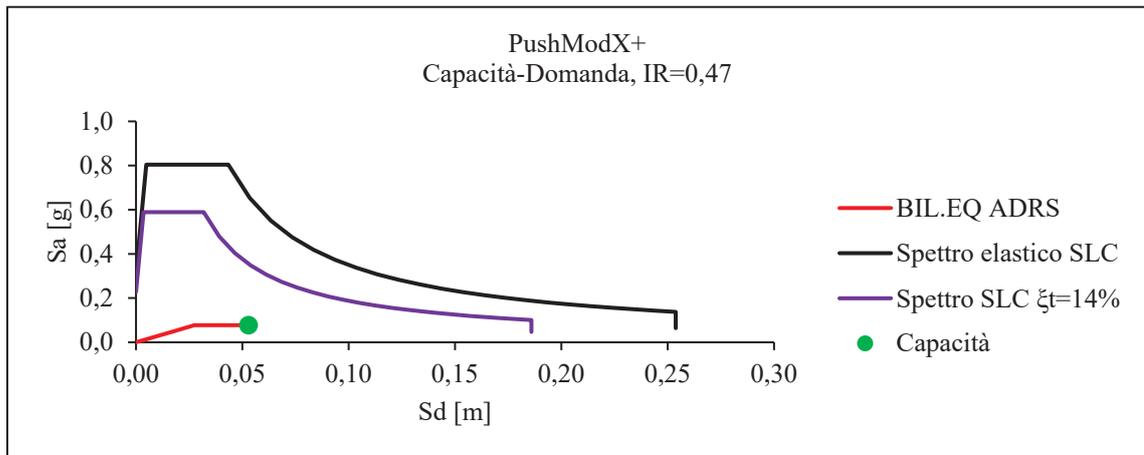
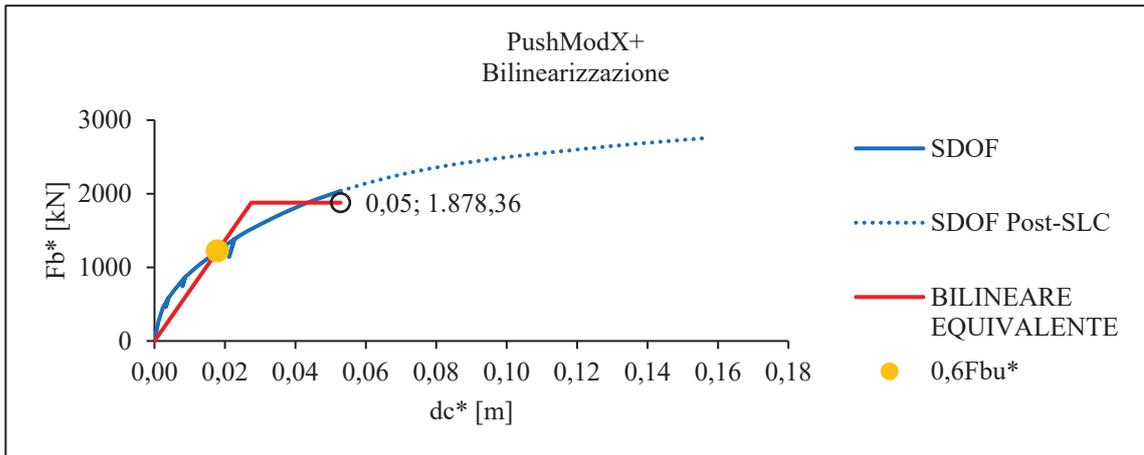


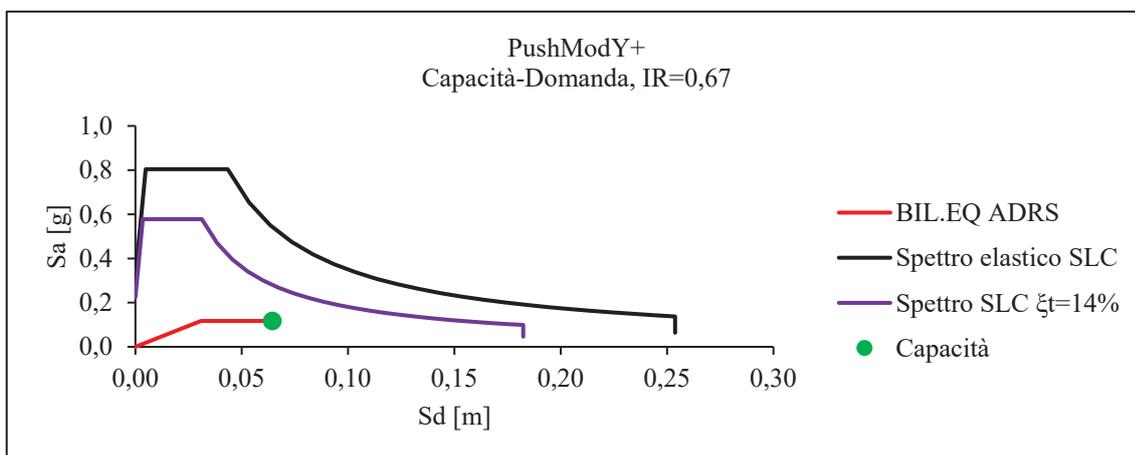
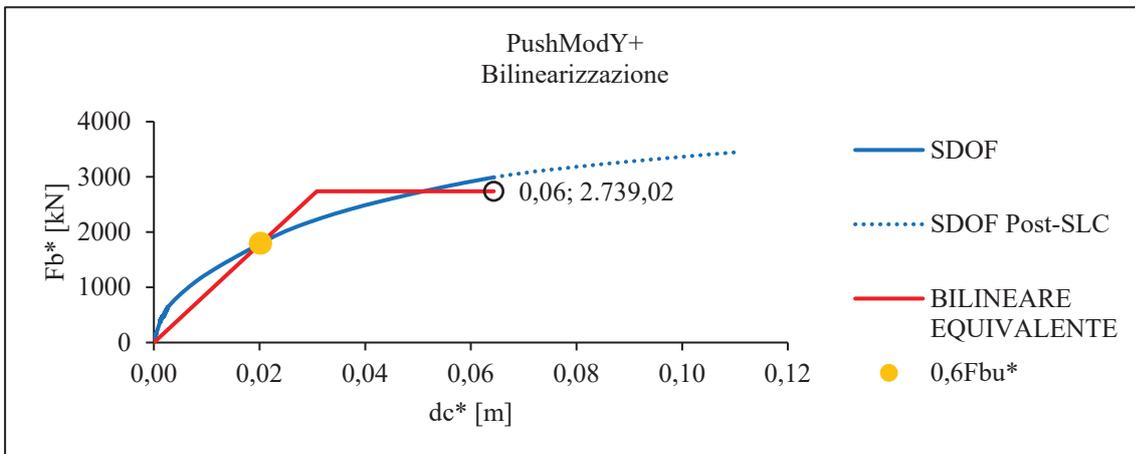
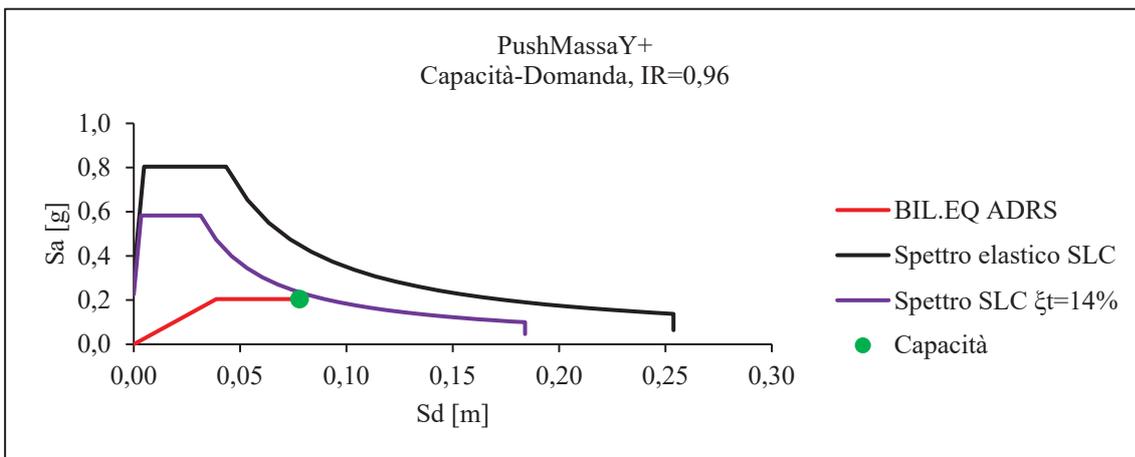
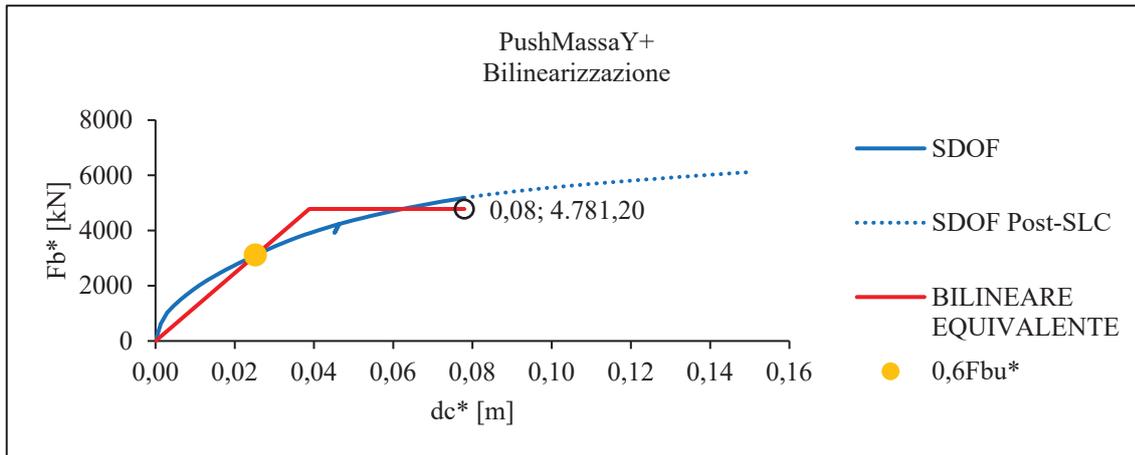
Figura 4.135. Analisi modale del modello con tamponature e nuclei ascensori autoportanti, da sinistra a destra le viste dall'alto rispettivamente di: modo 1 $T=0,61$ s, modo 2 $T=0,52$ s e modo 3 $T=0,48$ s (SAP2000).

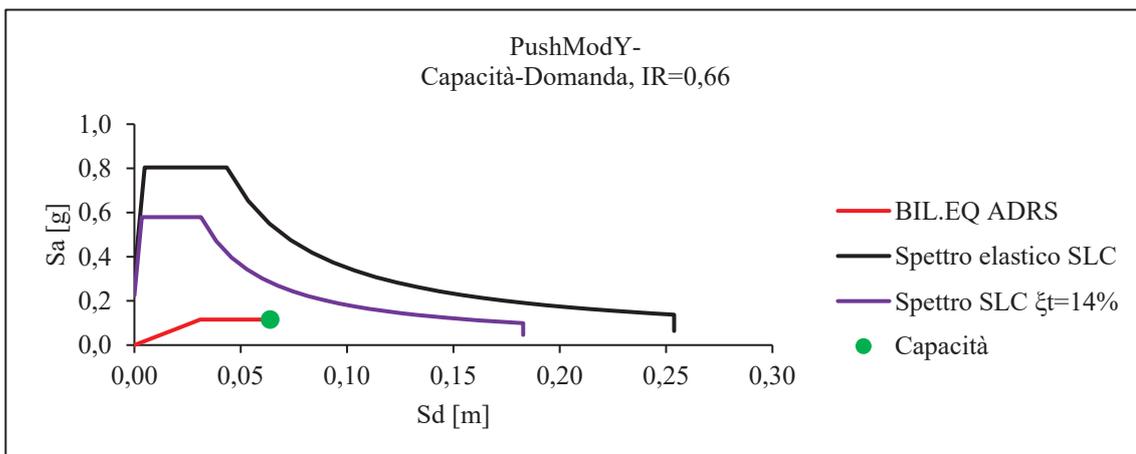
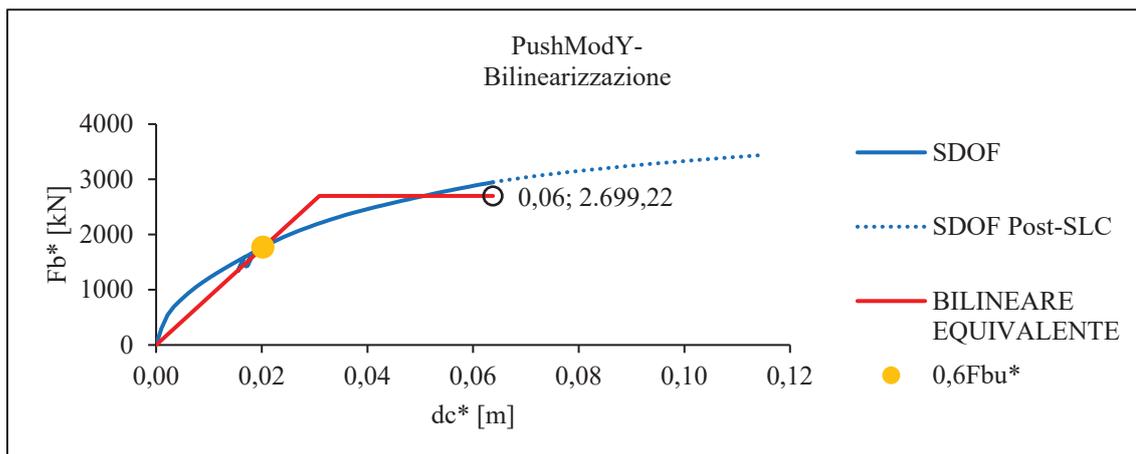
4.11.2. Analisi statica non lineare

Il confronto capacità-domanda si effettua sempre applicando il metodo A (N2) e stimando l'indice di rischio. Come ultimo punto della curva di capacità, si considera la prima rottura a livello strutturale, quindi relativa o a travi REP oppure a pilastri. Di seguito si riportano le curve di capacità bilinearizzate e per ciascuna il confronto con la domanda, tranne per il caso di spinta PushMassaY- che non converge.









Eliminando i setti esistenti in c.a. l'edificio mantiene ancora una certa capacità ma necessita comunque di un incremento di dissipazione, visti i valori dell'indice di rischio riportati in *Tabella 4.58*.

Tabella 4.58. Confronto dell'indice di rischio tra il modello con tamponature esistenti e nuclei ascensori esistenti ed il modello con tamponature esistenti e nuclei ascensori autoportanti.

	$I_R = a_{g,c}/a_{g,d}$	
	Con nuclei esistenti	Con nuclei autoportanti
PushMassaX+	0,49	0,67
PushMassaX-	0,47	0,66
PushModX+	0,36	0,47
PushModX-	0,38	0,49
PushMassaY+	0,82	0,96
PushMassaY-	0,82	/
PushModY+	0,47	0,67
PushModY-	0,43	0,66

Nelle seguenti *Figure 4.136* e *4.137* si mettono a confronto le curve di capacità del modello con i nuclei esistenti – “TAMP” – e del modello con i nuclei autoportanti – “TAMP_NO SETTI” –, entrambi comprendono le tamponature esistenti. Come si può osservare, le curve di capacità dell'edificio con i nuclei ascensori autoportanti non

subiscono alterazioni significative, se non una leggera riduzione di rigidezza. Infatti, aumenta solamente lo spostamento corrispondente alla prima rottura strutturale, riguardante sempre una trave REP per tutti i casi di spinta.

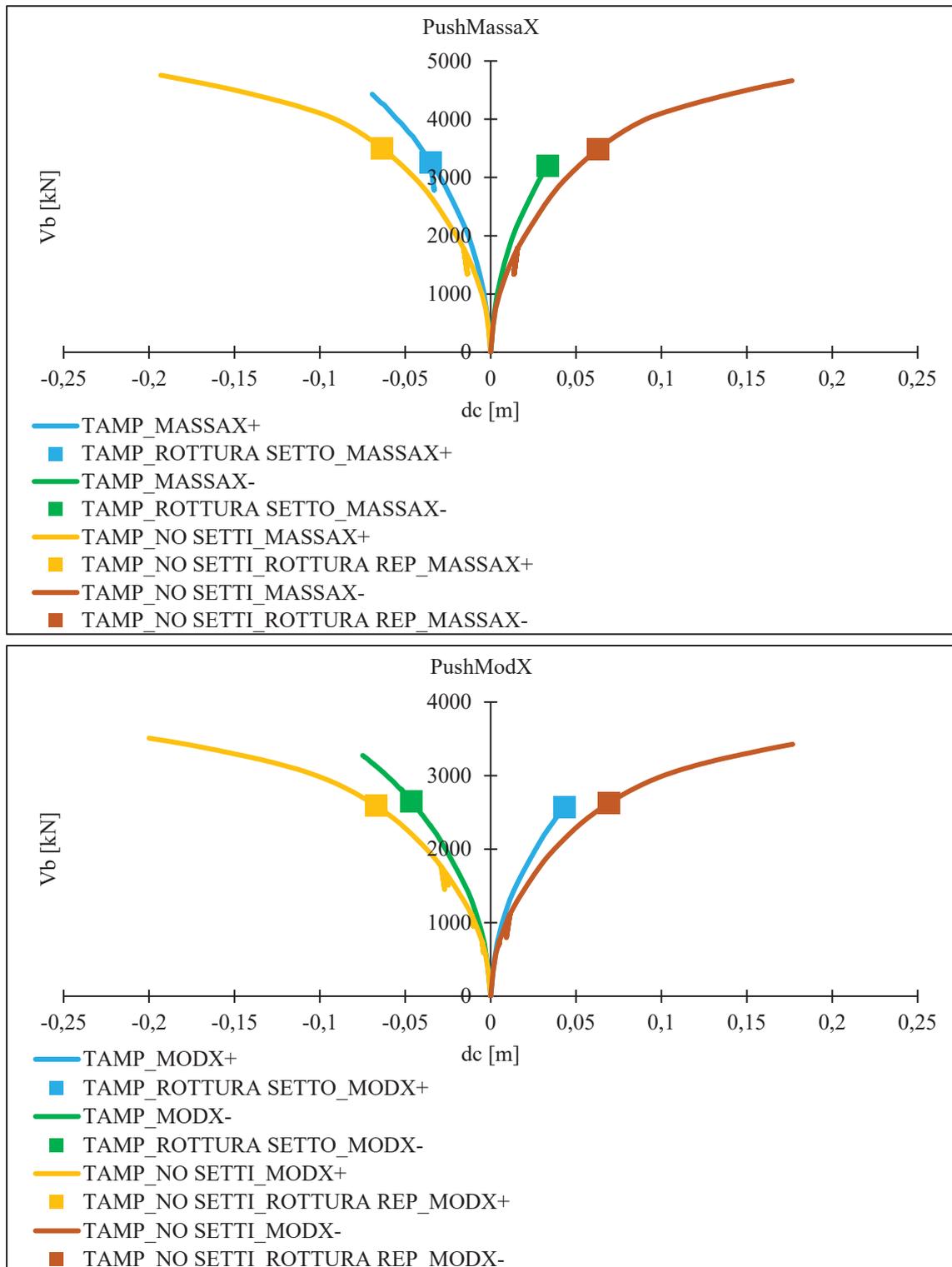


Figura 4.136. Confronto delle curve di capacità per la direzione X tra il modello con tamponature esistenti e nuclei esistenti “TAMP” ed il modello con tamponature esistenti e nuclei autoportanti “TAMP_NO SETTI”.

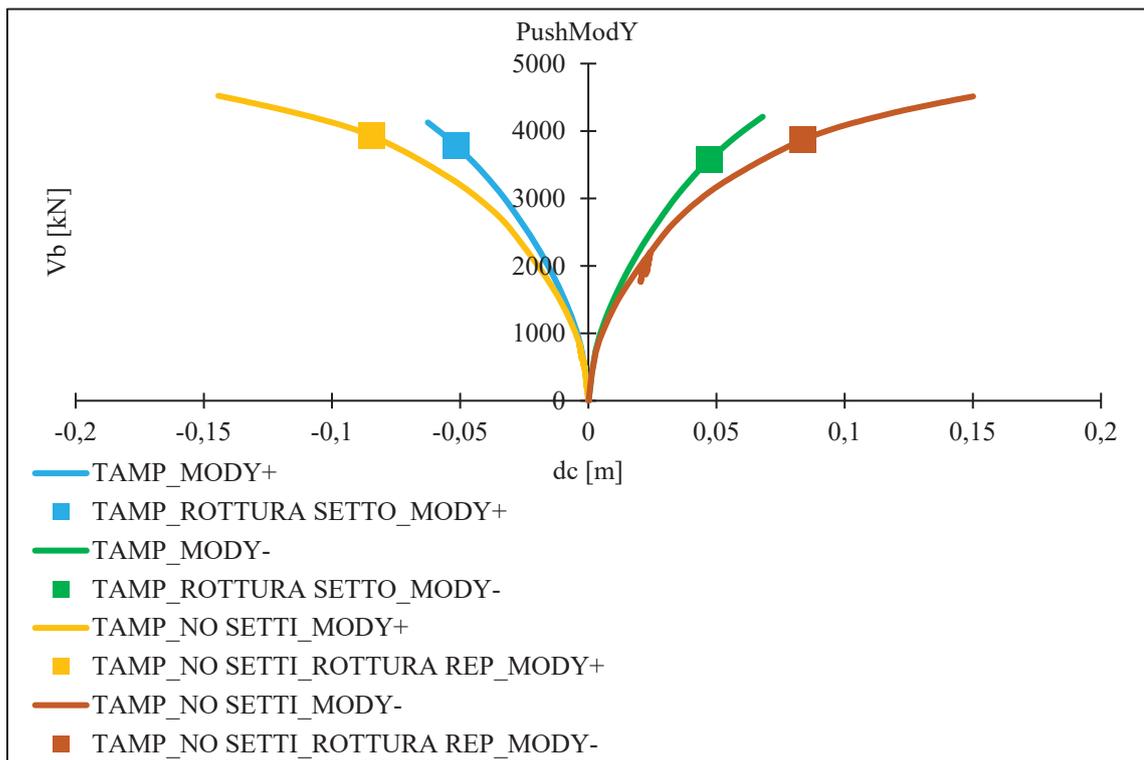
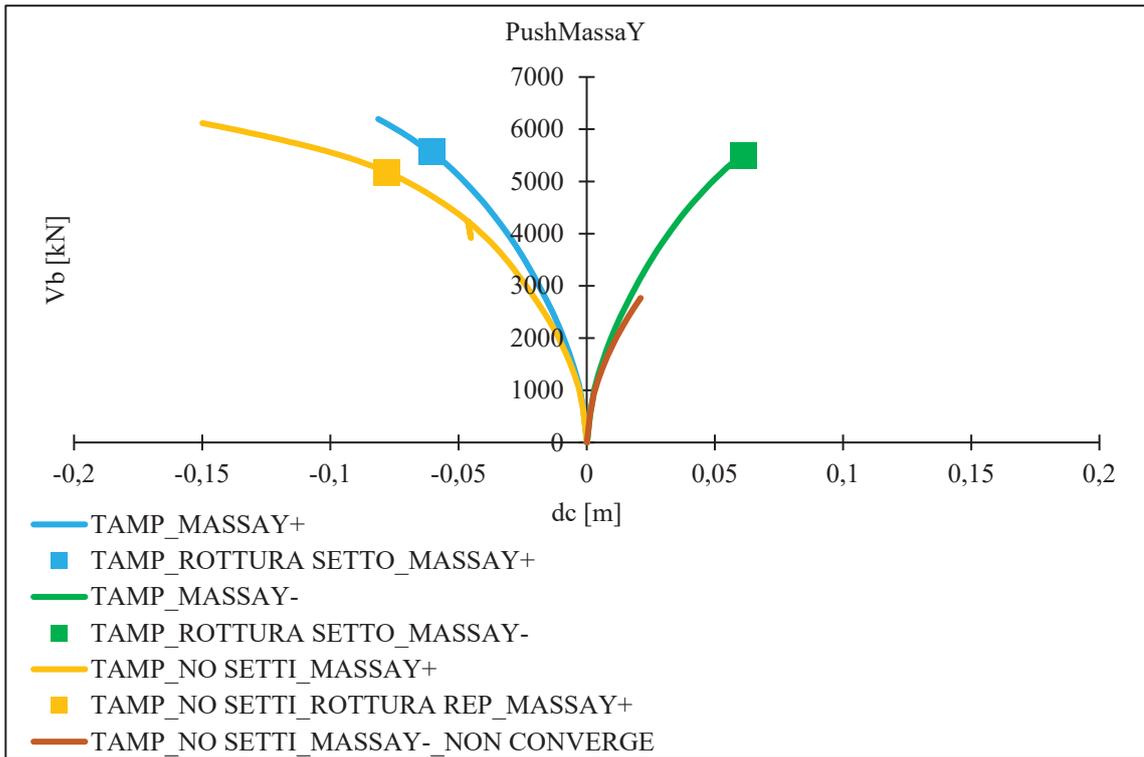


Figura 4.137. Confronto delle curve di capacità per la direzione Y tra il modello con tamponature esistenti e nuclei esistenti “TAMP” ed il modello con tamponature esistenti e nuclei autoportanti “TAMP_NO SETTI”.

Inoltre, si è provato ad eliminare anche le tamponature dal modello, ipotizzando di sostituirle sempre con tamponature leggere. Come si può osservare dalle *Figure 4.138 e 4.139*, le tamponature esistenti portano un contributo notevole in termini di rigidezza e soprattutto di taglio alla base. Infatti, la loro presenza conta molto di più rispetto ai setti c.a. dei nuclei ascensori esistenti.

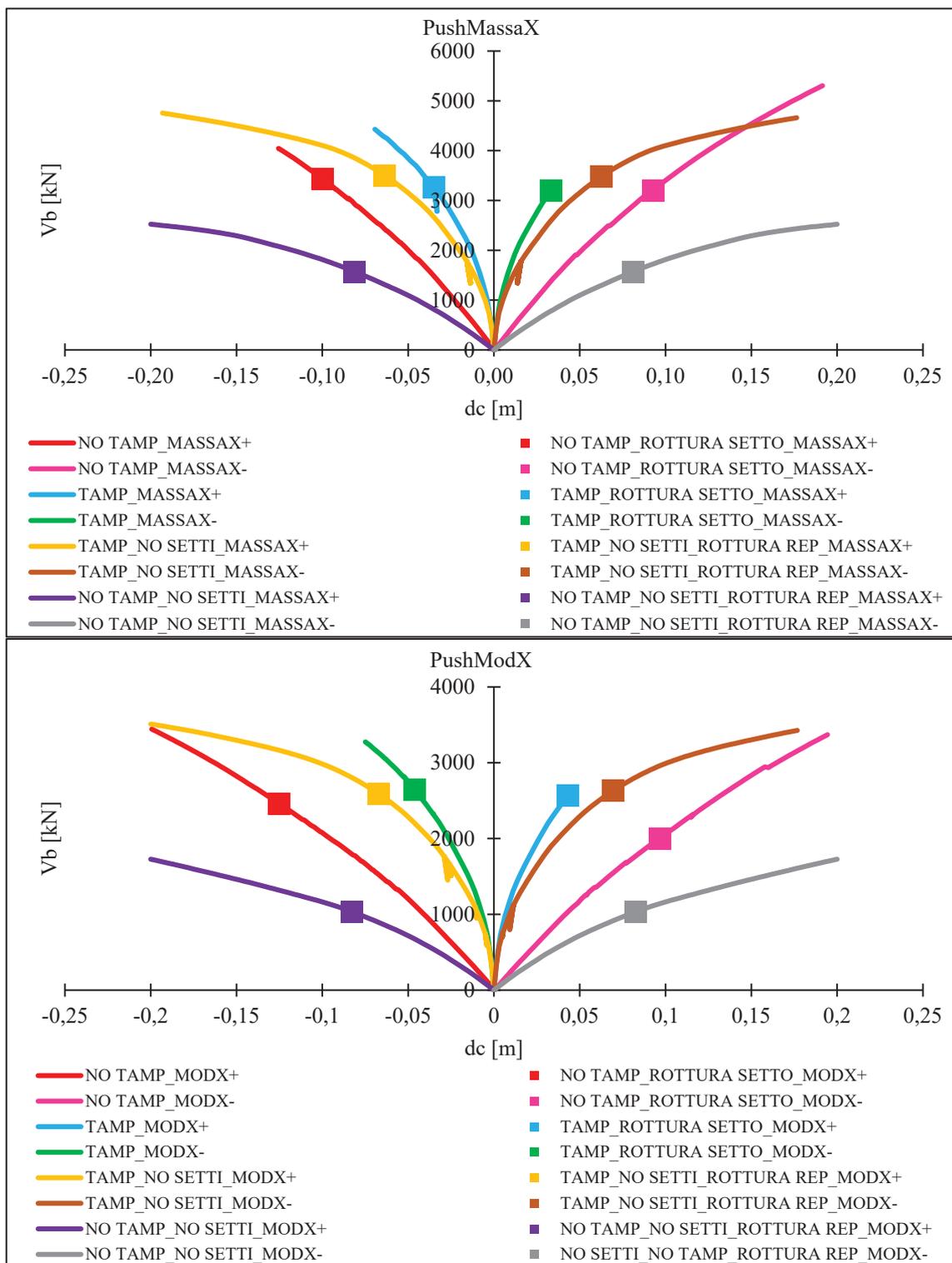


Figura 4.138. Confronto delle curve di capacità per la direzione X tra i modelli: con tamponature esistenti e nuclei esistenti “TAMP”, con tamponature leggere e nuclei esistenti “NO TAMP”, con tamponature esistenti e nuclei autoportanti “TAMP_NO SETTI”, con tamponature leggere e nuclei autoportanti “NO TAMP_NO SETTI”.

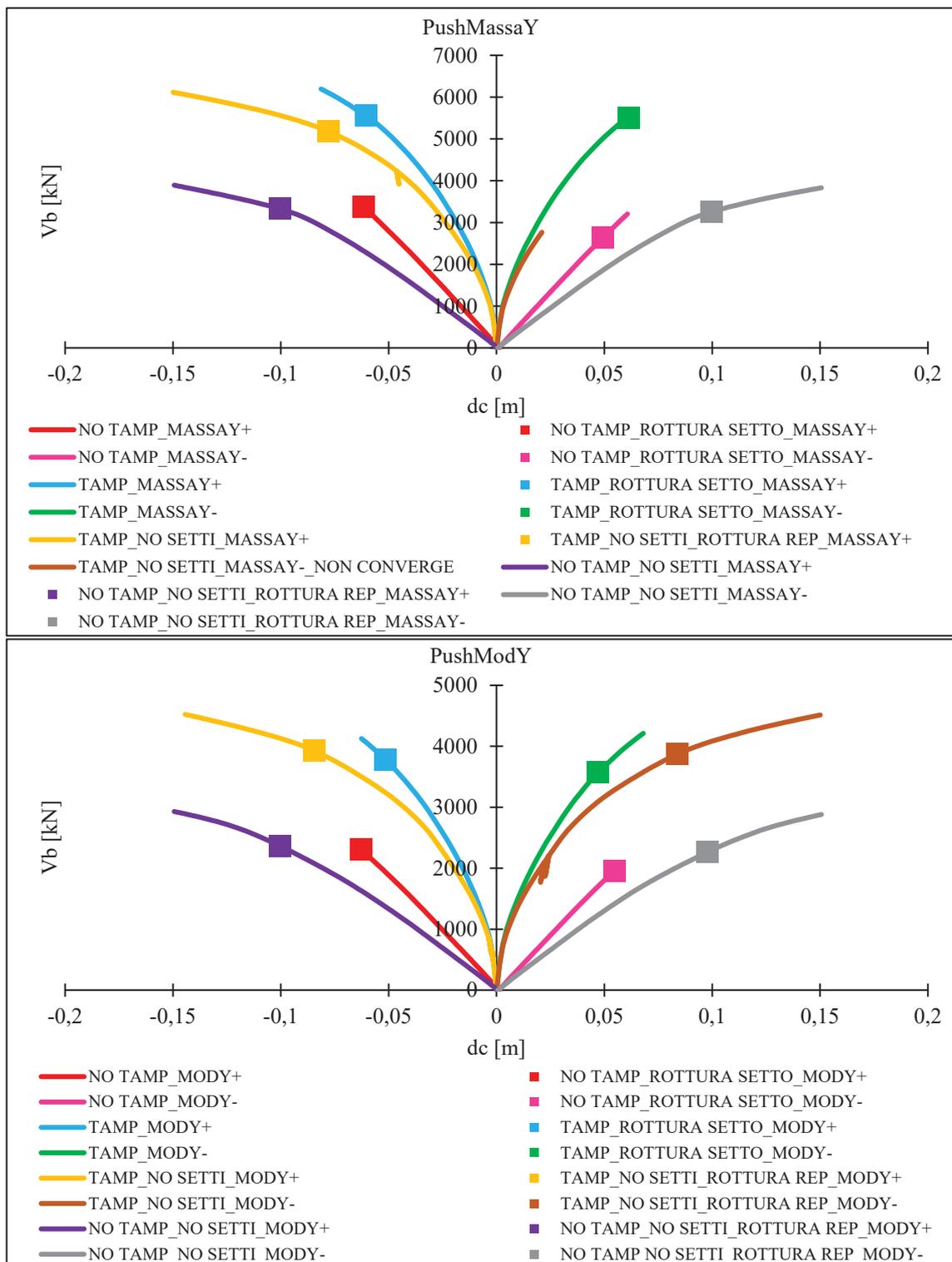


Figura 4.139. Confronto delle curve di capacità per la direzione Y tra i modelli: con tamponature esistenti e nuclei esistenti “TAMP”, con tamponature leggere e nuclei esistenti “NO TAMP”, con tamponature esistenti e nuclei autoportanti “TAMP_NO SETTI”, con tamponature leggere e nuclei autoportanti “NO TAMP_NO SETTI”

Dunque, si decide di realizzare i nuclei ascensori autoportanti in acciaio e di mantenere le tamponature esistenti, proteggendole però con presidi antiribaltamento. L’intervento di adeguamento sismico mediante sistema FB esterno risulta comunque necessario.

4.11.3. Analisi dinamica non lineare

Considerando il sistema di dissipazione precedentemente dimensionato e caratterizzato dalle costanti viscosi $C_{L,X} = 1918 \text{ kNs/m}$ e $C_{L,Y} = 2282 \text{ kNs/m}$ (4.9.3), si verifica la risposta dell'edificio, comprendente le tamponature esistenti ed i nuclei ascensori autoportanti in acciaio, attraverso l'analisi dinamica non lineare.

Le storie temporali considerate sono quelle relative agli stati limite di danno (SLD) e di prevenzione del collasso (SLC), riportate al paragrafo 4.9.2.

Dagli accelerogrammi analizzati, allo SLD (*Figura 4.140*):

- Le tamponature sono prevalentemente ad inizio fessurazione ad eccezione di quelle contro terra ed ai piani terzo e quarto che si mantengono in campo elastico;
- Le travi in direzione X, formate dai travetti di solaio affiancati, risultano snervate;
- Le travi REP perimetrali si conservano elastiche mentre quelle centrali, specialmente in prossimità dei vani scale, raggiungono lo snervamento;
- I pilastri non subiscono plasticizzazioni e rimangono in condizioni elastiche.

Tra gli accelerogrammi si distingue IT0791 che, vista la minor compatibilità con lo spettro elastico di riferimento allo SLD, determina un danneggiamento maggiore. Infatti, la maggior parte delle tamponature raggiunge la completa fessurazione, alcune REP dei piani inferiori progrediscono in campo plastico mantenendo ancora margine nei confronti della rottura e diversi pilastri raggiungono lo snervamento al piede dell'elevazione del piano terra.

Invece, per quanto riguarda lo SLC, il livello di danneggiamento è illustrato in *Figura 4.141*:

- Le tamponature sono completamente fessurate;
- Le travi in direzione X sono snervate;
- Le travi REP perimetrali risultano ancora in campo elastico, mentre quelle centrali continuano a plasticizzarsi fino ad arrivare a rottura solamente nel caso del gruppo di storie temporali 000535;
- I pilastri, ad eccezione di qualche snervamento, si mantengono prevalentemente in campo elastico.

In linea di massima l'edificio non manifesta rotture particolari ed il sistema di dissipazione risulta idoneo: la crisi a livello strutturale si verifica solamente per 1 gruppo di accelerogrammi su 7 allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC).

Di seguito si riportano i cicli di dissipazione degli smorzatori viscosi (*Figure 4.142, 4.143 e 4.144*) ottenuti dagli accelerogrammi maggiormente spettro-compatibili, cioè IT0498 per lo SLD e 000413 per lo SLC (*Figure 4.108 e 4.109*). I dispositivi analizzati sono gli stessi evidenziati in *Figura 4.119*.

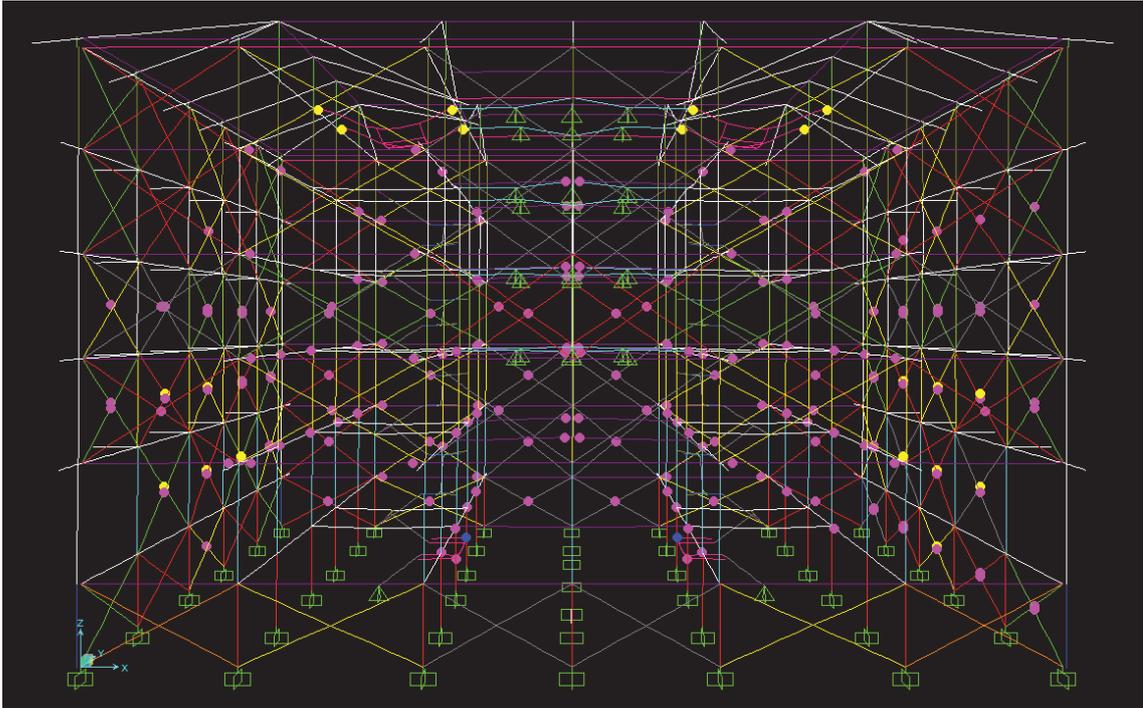


Figura 4.140. Panoramica del livello di danneggiamento dell'edificio allo SLD secondo le storie temporali IT0498 (Figura 4.108).

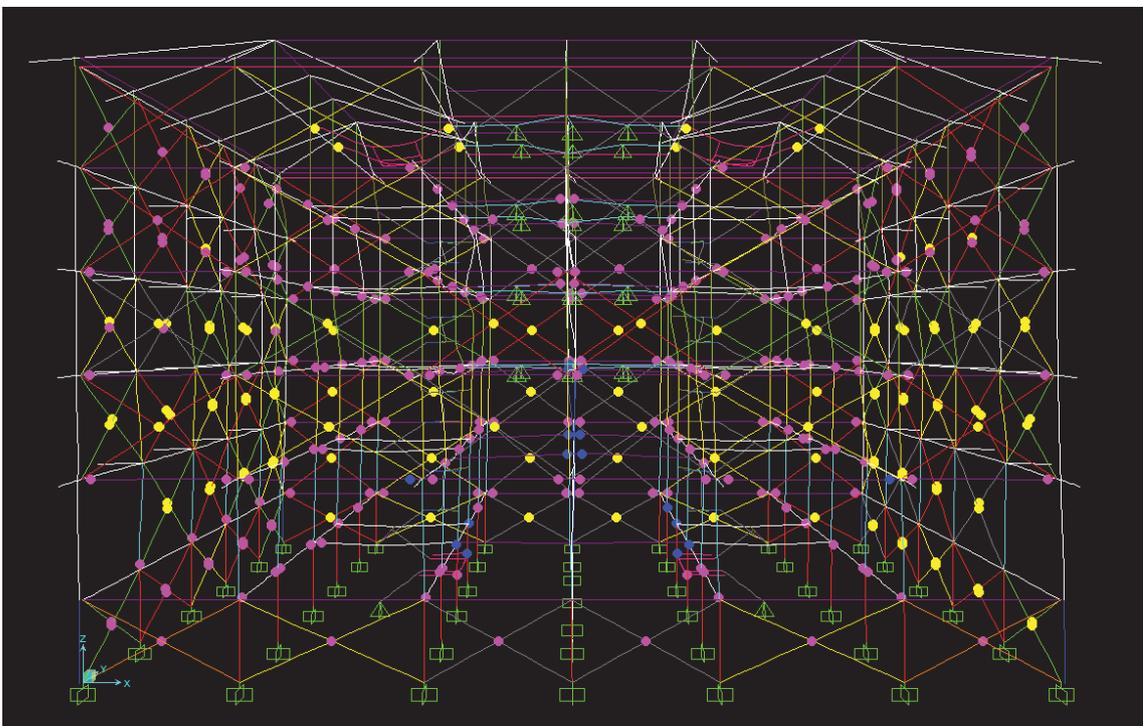


Figura 4.141. Panoramica del livello di danneggiamento dell'edificio allo SLC secondo le storie temporali 000413 (Figura 4.109).

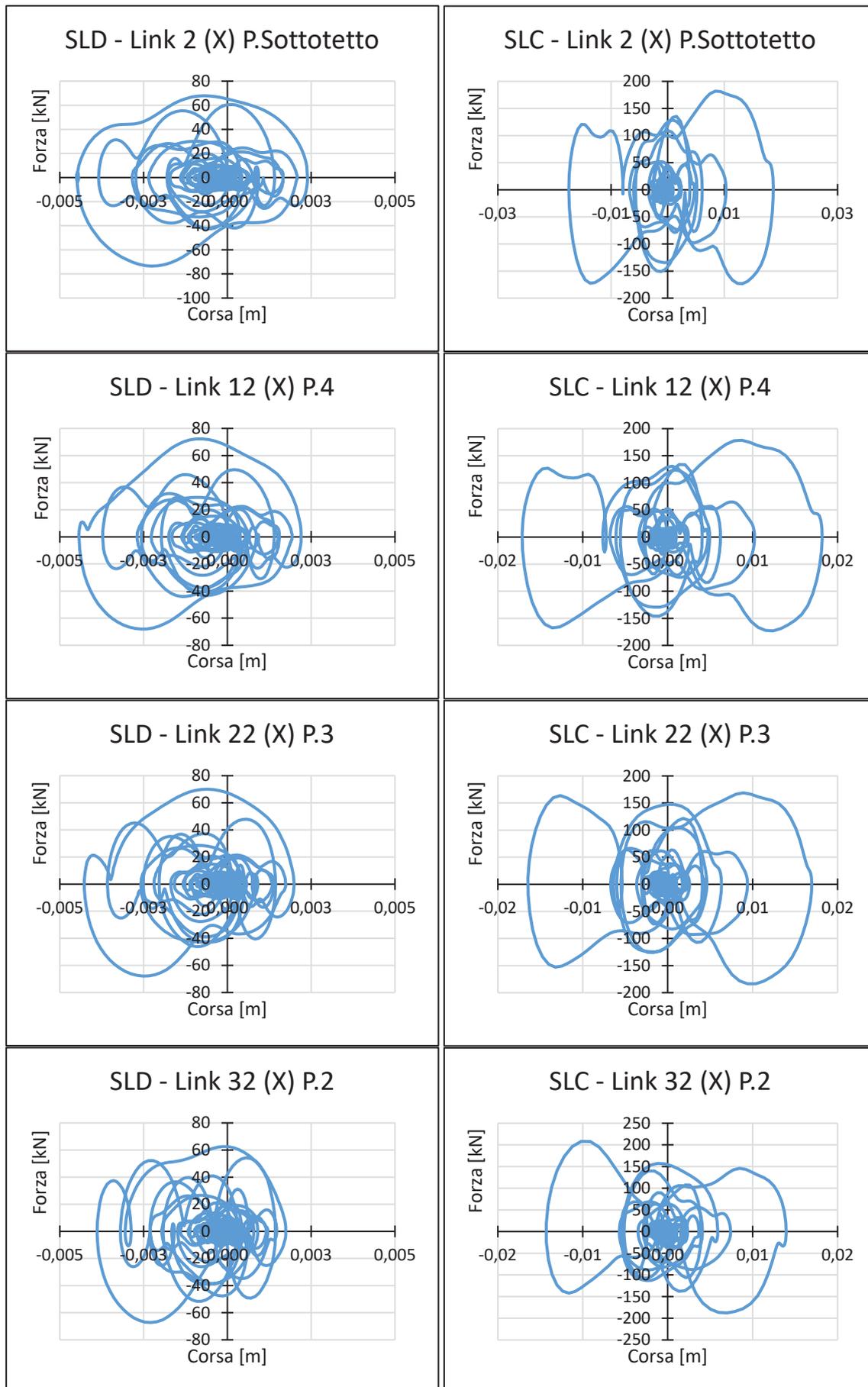


Figura 4.142. Cicli di dissipazione di uno smorzatore tipo in X ai vari piani, agli stati limite SLD e SLC.

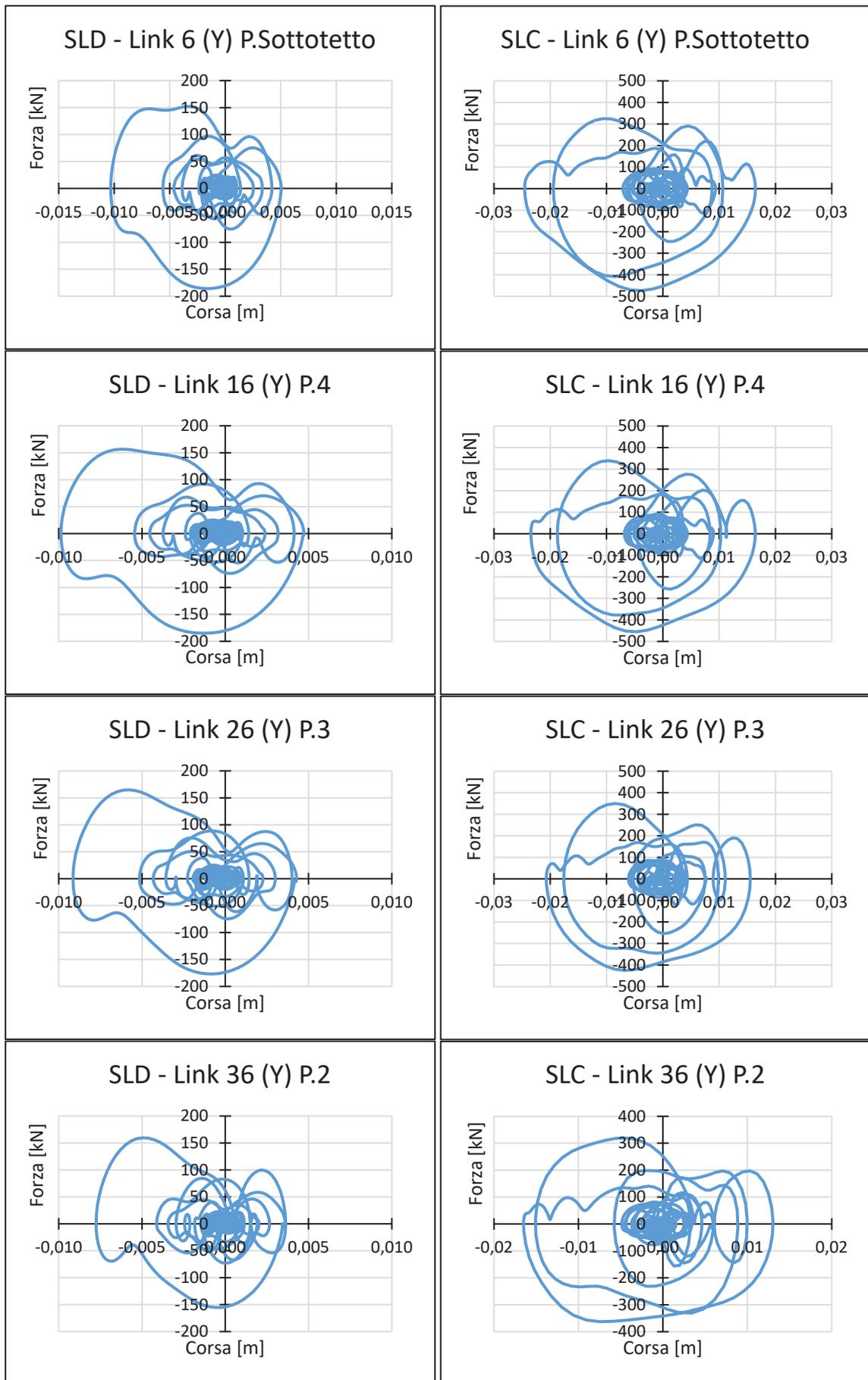


Figura 4.143. Cicli di dissipazione di uno smorzatore tipo in Y ai vari piani, agli stati limite SLD e SLC.

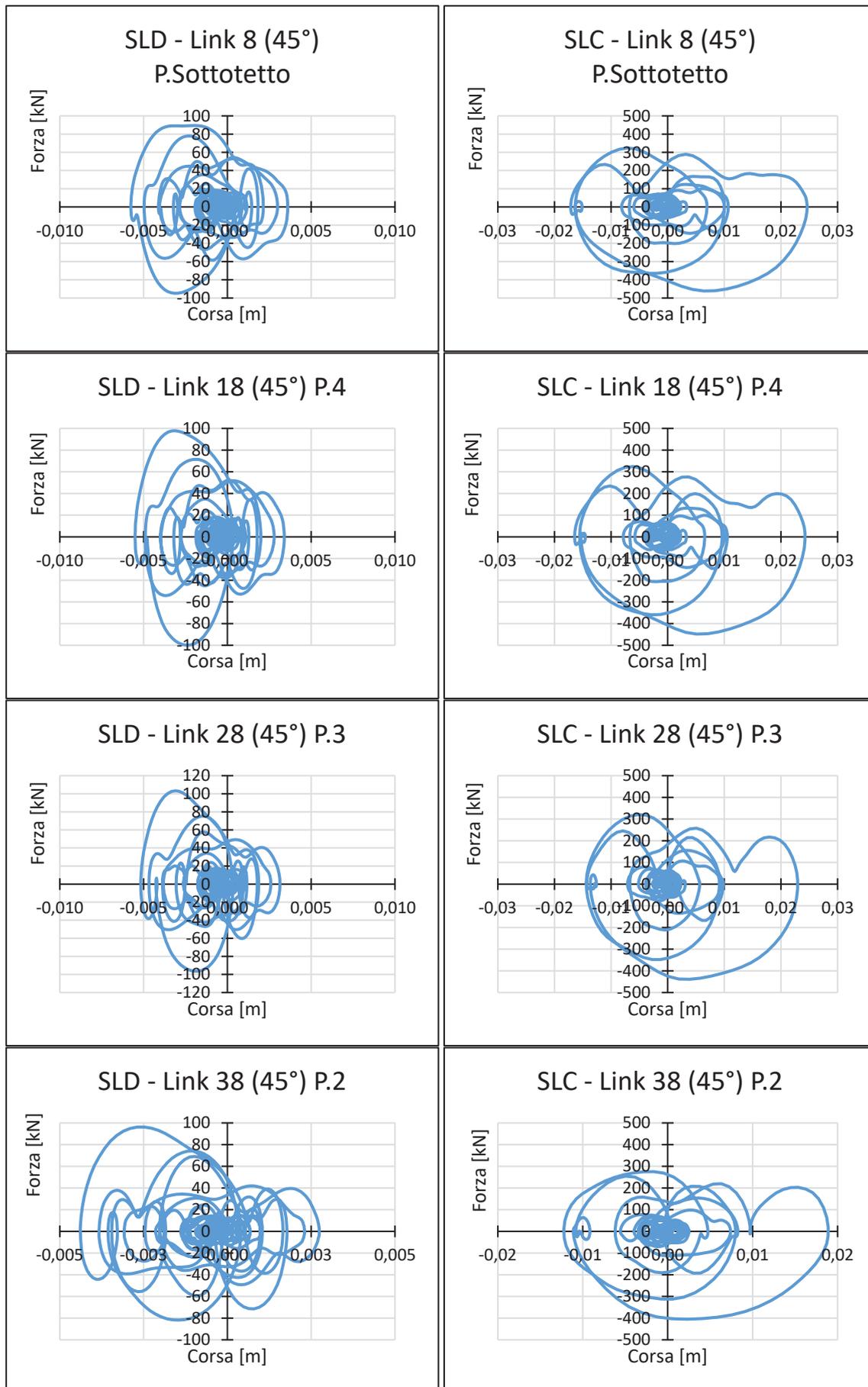


Figura 4.144. Cicli di dissipazione di uno smorzatore tipo a 45° ai vari piani, agli stati limite SLD e SLC.

La stima dello smorzamento equivalente aggiuntivo allo SLC

$$\xi_{d,eq} = \frac{W_d^1}{4\pi E_{dM,eq}^1}$$

si effettua per il gruppo di storie temporali per il quale si sono estrapolati i cicli di dissipazione degli smorzatori. Come visibile in *Tabella 4.59*, allo SLC lo smorzamento aggiuntivo risulta pari al 29% in direzione X ed al 40% in direzione Y.

Tabella 4.59. Stima dello smorzamento equivalente aggiuntivo del sistema di dissipazione allo SLC, per gli accelerogrammi stabiliti in Figura 4.109.

SLC										
Energia Dissipata					Energia Cinetica		Energia Elastica		Smorzamento Equivalente	
Link X	Link Y	Link 45°	Totale		Direzione X	Direzione Y	Direzione X	Direzione Y	Direzione X	Direzione Y
$W_{d,X}^1$	$W_{d,Y}^1$	$W_{d,45^\circ}^1$	$W_{d,1}^1$	$W_{d,1}^1$	$E_{cin,X}$	$E_{cin,Y}$	$E_{dM,eq,X}^1$	$E_{dM,eq,Y}^1$	$\xi_{d,eq,X}$	$\xi_{d,eq,Y}$
[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]		
276	359	524	538	621	145	125	145	125	29%	40%

Anche in questo caso si è valutato lo spostamento di interpiano nelle due direzioni, X e Y, per i 7 accelerogrammi considerati sia allo SLD che allo SLC. Per ogni verso dell'azione sismica si è individuato il massimo spostamento di interpiano per ogni elevazione e, confrontando i valori massimi dello stesso piano, si è determinato il massimo assoluto, il minimo assoluto ed il valore medio in riferimento agli accelerogrammi utilizzati per gli stati limite considerati.

Di seguito si illustrano i risultati ottenuti (*Figure 4.145 e 4.146*) attraverso grafici nei quali si riportano le quote dei vari impalcati ed i limiti corrispondenti al 3‰ (linea puntinata) ed al 5‰ (linea tratteggiata) dell'altezza di piano. Come si può notare, allo SLC in direzione X lo spostamento di interpiano massimo supera il limite del 5‰ ai piani primo e secondo; considerando invece il valore medio dei massimi su 7 accelerogrammi, lo spostamento non oltrepassa il limite del 3‰. Allo SLD, sempre in direzione X, gli spostamenti di interpiano massimi risultano minori del 3‰ ad ogni elevazione. Invece in direzione Y, mentre allo SLD non si verifica il superamento del 3‰, allo SLC il valore massimo supera il 5‰ ed il valore medio il 3‰ dell'altezza di piano.

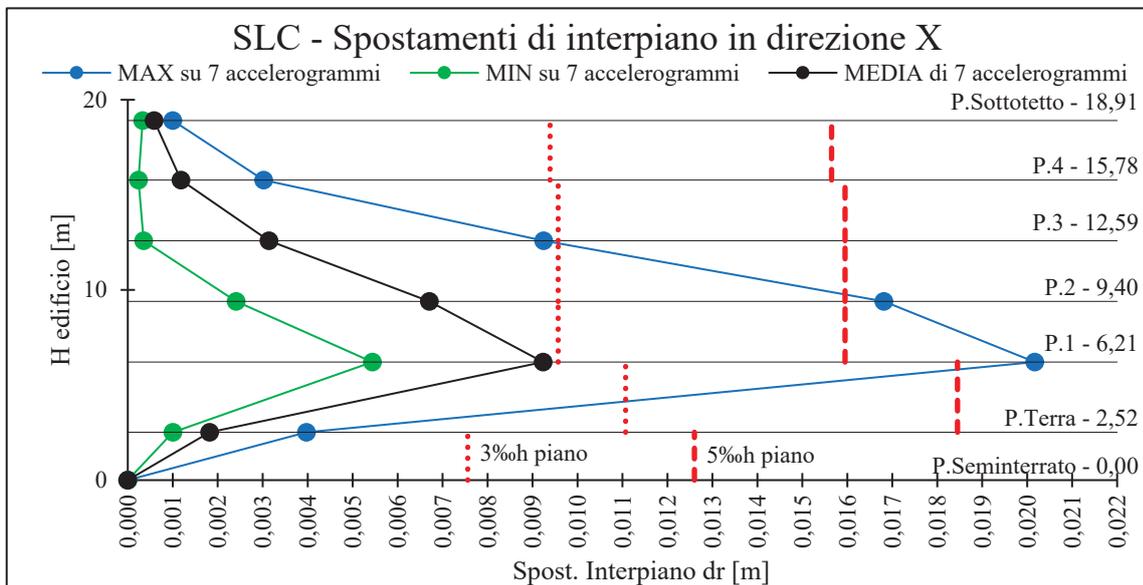
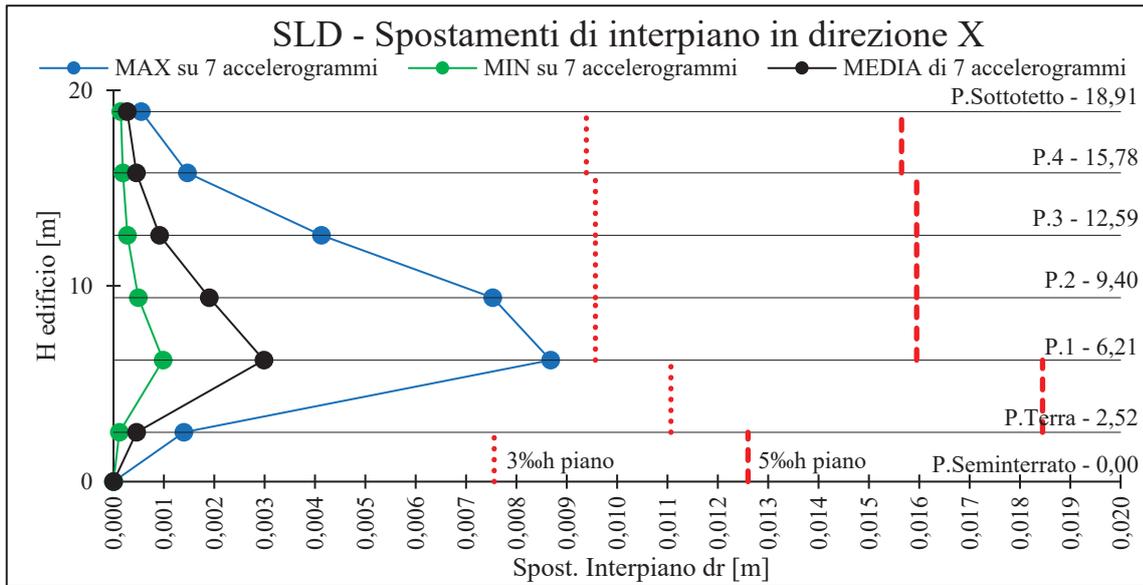


Figura 4.145. Spostamenti di interpiano in X, per 7 accelerogrammi SLD e 7 accelerogrammi SLC.

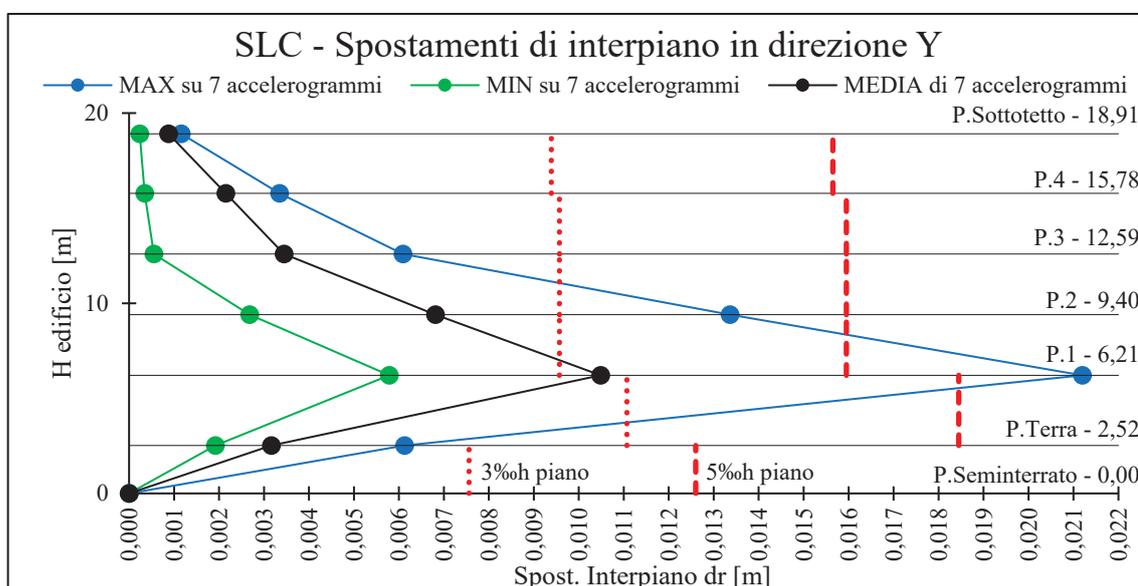
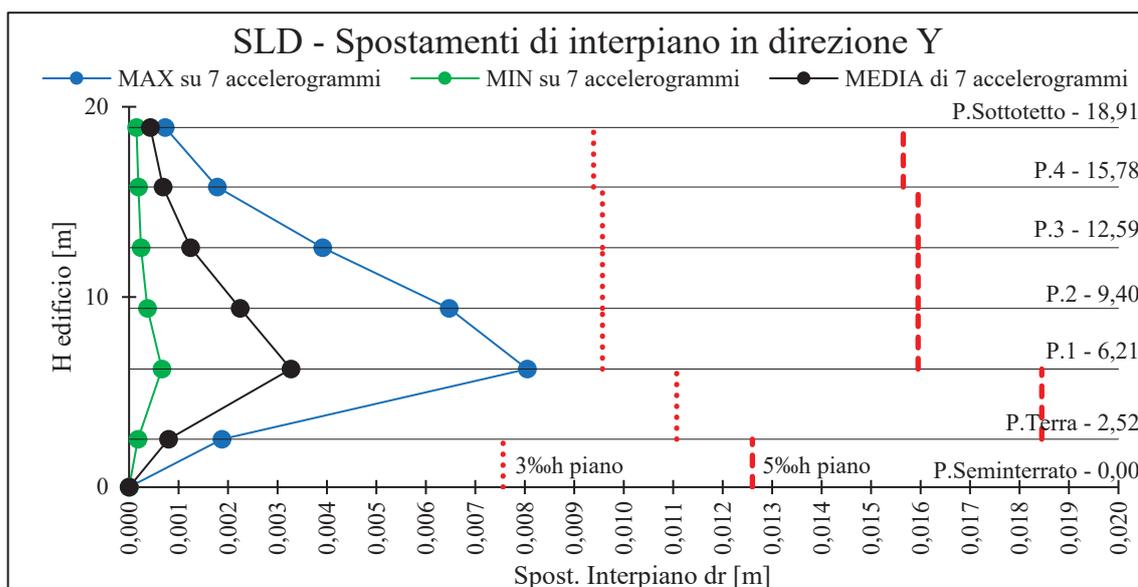


Figura 4.146. Spostamenti di interpiano in Y, per 7 accelerogrammi SLD e 7 accelerogrammi SLC.

Nei grafici seguenti invece (Figure 4.147 e 4.148) si può vedere come variano gli spostamenti di interpiano al variare delle storie temporali considerate per ciascuno stato limite. Allo SLD il limite del 5‰ è rispettato, anzi addirittura gli spostamenti di interpiano risultano inferiori al 3‰ in entrambe le direzioni. Anche allo SLC, eccezione fatta per gli accelerogrammi meno spettro-compatibili, gli spostamenti risultano inferiori al 3‰. Questo significa che il sistema strutturale presenta una rigidezza tale da proteggere le tamponature da danni importanti, quindi anche allo SLC tali elementi non strutturali si mantengono in buone condizioni.

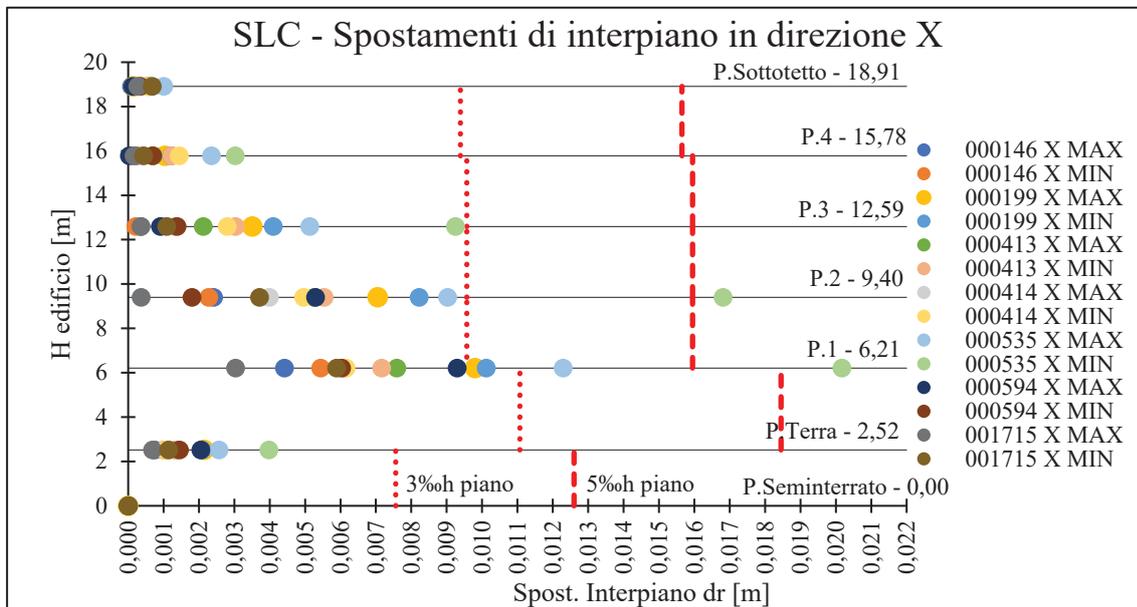
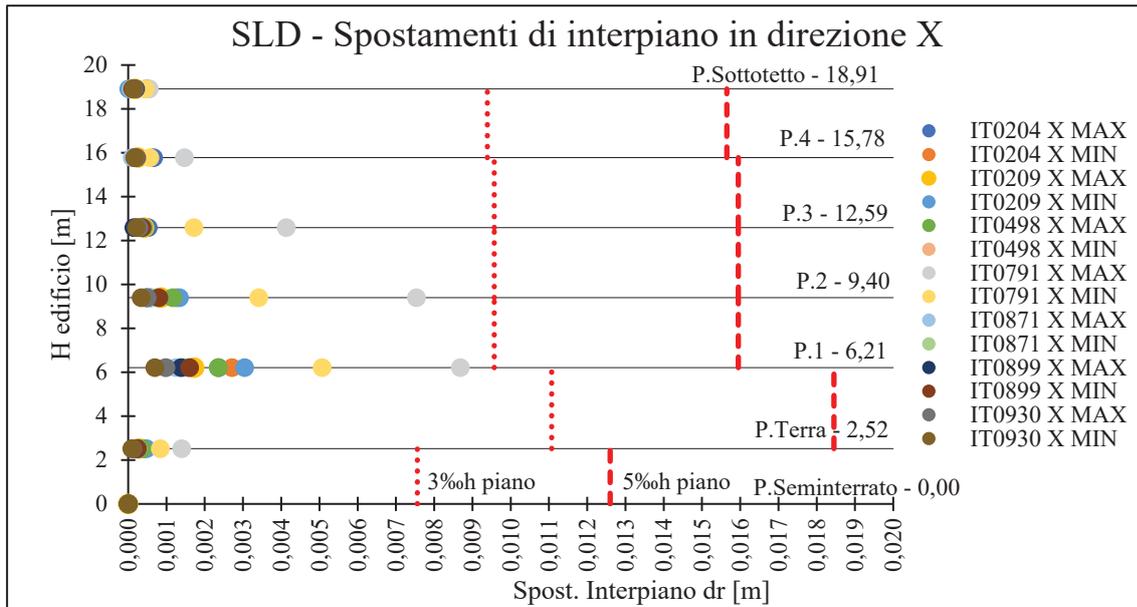


Figura 4.147. Spostamenti di interpiano in X, per ciascuno dei 7 accelerogrammi SLD e dei 7 accelerogrammi SLC.

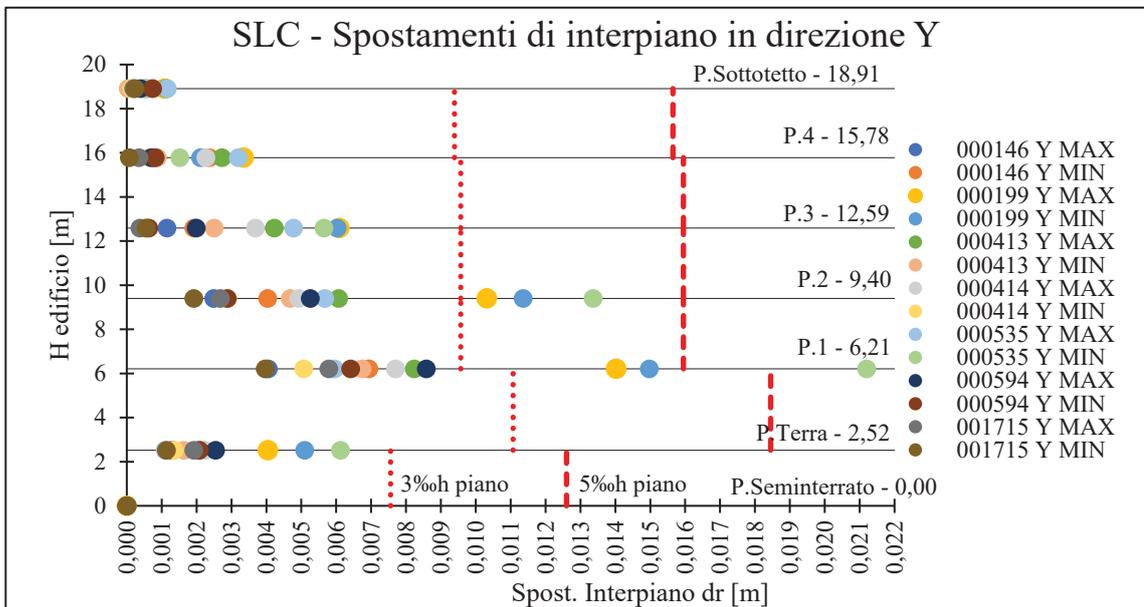
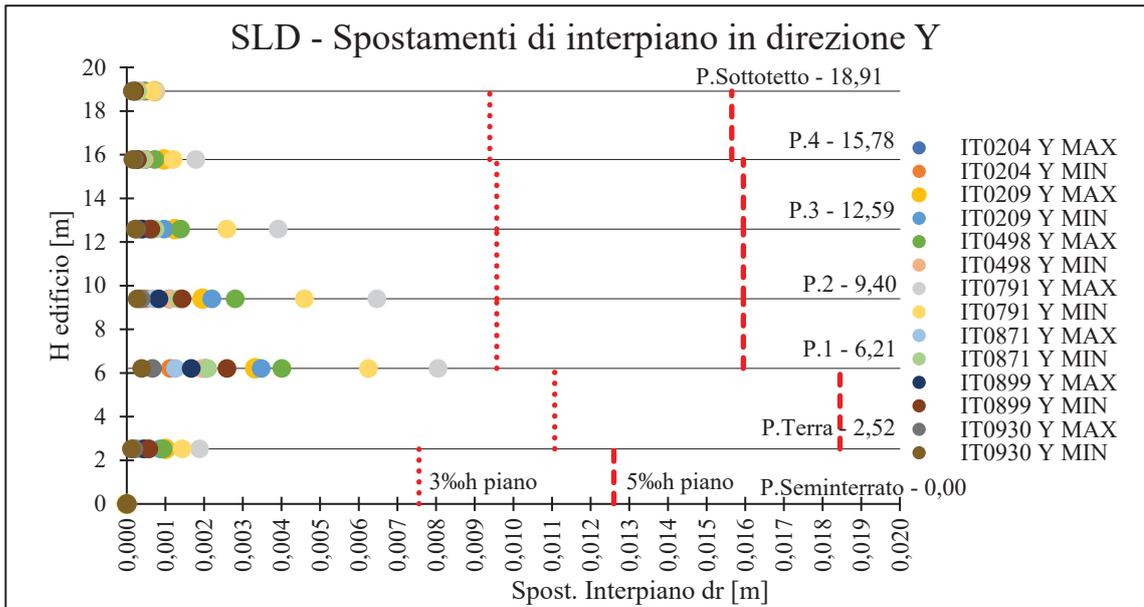


Figura 4.148. Spostamenti di interpiano in Y, per ciascuno dei 7 accelerogrammi SLD e dei 7 accelerogrammi SLC.

5. CONCLUSIONI

Nel presente elaborato di tesi è stato affrontato il tema dell'adeguamento sismico di edifici esistenti con controventi dissipativi esterni basati sull'utilizzo di dispositivi fluido-viscosi, che lavorano a seguito degli spostamenti di piano dell'edificio se posti a contrasto con una struttura rigida esterna.

Nel dettaglio, si è studiato il caso del "Collegio Universitario Fazzini", un edificio sito a Camerino (MC) danneggiato dagli eventi sismici del 2016. Il percorso di conoscenza ha permesso l'identificazione del sistema strutturale, delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati e delle tamponature. L'edificio è simmetrico in pianta, ha sette elevazioni, compreso il piano seminterrato ed il sottotetto, ed è costituito da telai monodirezionali in c.a. formati da travi REP e pilastri rastremati in altezza. Sono presenti due vani scale, entrambi dotati di nucleo ascensore in calcestruzzo armato. La fondazione è di tipo superficiale composta da plinti collegati solamente nella direzione dei telai monodirezionali e trasversalmente solo perimetralmente. Ortogonalmente ai telai l'edificio presenta travi REP solamente a delimitare i vani scale, mentre perimetralmente sono presenti due travetti di solaio affiancati tra loro a livello di ciascun impalcato. Le tamponature si distinguono in intonacate ed a vista. Entrambe sono costituite da due paramenti, uno da 12 cm esternamente ed uno da 8 cm internamente, non connessi trasversalmente e separati da uno strato d'aria. I solai sono di tipo latero-cementizio e non presentano armatura nella soletta di completamento.

Dall'analisi modale dell'edificio privo di tamponature, la struttura risulta flessibile e caratterizzata da un primo modo rotazionale con periodo di circa 1,6 s. Considerando le tamponature la struttura diventa più rigida, i periodi fondamentali si abbassano fino a 0,5-0,6 s ed i modi di vibrare si regolarizzano, infatti i primi due diventano traslazionali.

L'analisi statica non lineare ha confermato la presenza di una direzione flessibile, cioè quella ortogonale ai telai monodirezionali, e ha confermato l'importanza delle tamponature. Infatti, esse portano un contributo non solo di rigidità ma anche di taglio alla base importante, molto più elevato di quello portato dai setti in c.a., ed è proprio per questo motivo che non possono essere trascurate in sede di analisi.

L'obiettivo progettuale stabilito è l'adeguamento sismico del Fazzini attraverso un sistema di dissipazione esterno, nel dettaglio un sistema FB con smorzatori viscosi lineari a livello di piano. La progettazione del sistema dissipativo è stata affrontata con l'obiettivo di salvaguardare i setti dei nuclei ascensori, che sono risultati gli elementi più vulnerabili a seguito delle trazioni che nascono dall'accoppiamento delle pareti, fino allo SLC. Sono stati applicati inizialmente metodi semplificati di progetto, ma, data la complessità dell'intervento e gli elevati smorzamenti richiesti, è stato necessario passare ad analisi più complesse già dalla fase di progettazione. La progettazione si è effettuata pertanto attraverso un'analisi dinamica non lineare, determinando la costante viscosa per tentativi considerando un solo accelerogramma allo SLC, quello maggiormente spettro-compatibile con lo spettro elastico di riferimento. Successivamente il modello è stato sottoposto ad analisi con 7 accelerogrammi rappresentativi dello SLC, al fine di verificare

i risultati in media come permesso dalla normativa. Per quanto riguarda i setti in c.a., si è potuto constatare che, per 4 accelerogrammi su 7, essi arrivano comunque a rottura.

Vista l'insufficienza di spazio a disposizione per eventualmente rinforzare i setti in c.a., si è pensato di sostituire i nuclei esistenti con nuclei ascensori autoportanti in acciaio. In questo modo, il sistema di dissipazione progettato risulta idoneo, infatti, solamente per 1 accelerogramma su 7, arriva a rottura un solo elemento strutturale, cioè una trave REP.

Per quanto riguarda il danneggiamento delle tamponature, secondo le storie temporali analizzate gli spostamenti di interpiano allo SLD non superano il 3% dell'altezza di piano ed allo SLC, solamente per alcuni accelerogrammi, viene superato quello del 5%. Sulla base degli spostamenti di interpiano e della visualizzazione delle cerniere plastiche modellate per le tamponature, si può concludere che esse non subiscono particolari danni allo SLD (a parte la fessurazione) e che allo SLC conservano ancora un margine di sicurezza nei confronti della rottura totale. È importante sottolineare, però, che non si sono considerati meccanismi di collasso fuori dal piano, per cui andranno comunque previsti ferri o reti atti a vincolare le tamponature alle maglie del telaio in c.a. e ad impedirne il ribaltamento.

Inoltre, in aggiunta alla realizzazione del sistema di dissipazione, tra gli interventi sull'edificio si rendono necessari: la realizzazione di una soletta armata a livello di ciascun impalcato in modo da garantire rigidità assiale in entrambe le direzioni, la realizzazione di una soletta armata di circa 15-20 cm a livello della fondazione in modo da collegare i plinti in entrambe le direzioni e la disposizione di presidi antiribaltamento alle tamponature.

Si fa presente infine che non si è tenuta in considerazione la deformabilità del sistema di controllo passivo esterno, che è stato considerato infinitamente rigido. Il dimensionamento della struttura esterna è in realtà fondamentale, in quanto da esso dipende la perdita di efficienza dei dispositivi rispetto a quanto considerato nel presente elaborato di tesi.

6. BIBLIOGRAFIA

Franco Braga, Federica Buttarazzi, Andrea Dall'Asta, Walter Salvatore, PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Dario Flaccovio Editore s.r.l., Fondazione Promozione Acciaio, Aprile 2015.

L. Gioiella, E. Tubaldi, L. Ragni, F. Gara, A. Dall'Asta, THE SEISMIC RETROFIT BY EXTERNAL DISSIPATIVE SYSTEMS: A CASE STUDY, COMPDYN 2019.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, DECRETO 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito, Filippo Carlo Sansiviero, LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI IMPIEGATI NELLE STRUTTURE IN C.A. REALIZZATE DAL 1950 AL 1980, 2011.

Antonio Borri, Marco Corradi, Emanuela Speranzini, Caratterizzazione meccanica di murature del XX secolo: alcune sperimentazioni, Gennaio 2009.

R. Decreto-Legge 16 novembre 1939-XVIII, n. 2229 (Suppl. Ord. alla Gazzetta Ufficiale, n. 92 del 18 aprile 1940), Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.

Ministero dei LL.PP., CIRCOLARE 23 MAGGIO 1957 N°1472, Armature delle strutture in cemento armato.

Prof. Ing. Franco Braga, Prof. Ing. Gian Michele Calvi, Prof. Ing. Raffaele Landolfo, Ing. Roberto Scotta, Prof. Ing. Arch. Enzo Siviero, PRONTUARIO REP, PROGETTARE CON IL SISTEMA REP: TRAVI REP PILASTRI E SETTI, TECNOSTRUTTURE s.r.l., Noventa di Piave (Ve), Maggioli Editore, 4° Edizione, 2011.

C.N.R. – Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) – A.I – N.3 – 31 maggio 1967.

SAP2000, Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc.

American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

Carlo Viggiani, FONDAZIONI, Hevelius Edizioni 1999, Ristampa 2014.

Luis Decanini, Fabrizio Mollaioli, Andrea Mura, Rodolfo Saragoni, SEISMIC PERFORMANCE OF MASONRY INFILLED R/C FRAMES, 2004.

Luis D. Decanini, Laura Liberatore, Fabrizio Mollaioli, STRENGTH AND STIFFNESS REDUCTION FACTORS FOR INFILLED FRAMES WITH OPENINGS, 2014.

Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS), Centro Europeo di Ricerca e Formazione in Ingegneria Sismica (EUCENTRE), RISCHIO IMPLICITO NTC – RINTC (2015).

Iervolino I., Galasso C., Cosenza E. (2010), REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. Bulletin of Earthquake Engineering, 8:339-362.

7. RINGRAZIAMENTI

Il presente elaborato segna per me il raggiungimento di un obiettivo fortemente desiderato, nonché la conclusione di una carriera scolastica piena di impegno ma soprattutto di soddisfazioni personali. La scuola e l'università mi hanno dato tanto, hanno arricchito il mio bagaglio di conoscenze e mi hanno aiutato a crescere, come studente e come persona.

Il Corso di Laurea Magistrale mi ha certamente potenziato dal punto di vista didattico, mi ha permesso di scoprire ancora più a fondo il mondo dell'Ingegneria Civile e soprattutto è stato per me una sfida stimolante, affrontata e completata con determinazione e dedizione.

Tengo particolarmente a ringraziare tutti i Professori che ho incontrato nel mio percorso scolastico ed universitario, in modo particolare la Prof.ssa Laura Ragni e l'Ing. Laura Gioiella che mi hanno guidato e seguito nello svolgimento del presente elaborato di tesi con professionalità e disponibilità.

Infine, l'elaborato di tesi è dedicato alla mia Famiglia, a mio padre Carlo, mia madre Milena e mia sorella Francesca, che mi hanno cresciuto, accompagnato, consigliato e sempre sostenuto in ogni mia scelta.

Grazie

Marco Tosi