Comune di ASCOLI PICENO

Piazza Arringo n°7 63100 Ascoli Piceno (AP)

SCUOLA MEDIA DON GIUSSANI
Via degli Iris, Frazione Monticelli
Ascoli Piceno (AP)

RT.02

VALUTAZIONE VULNERABILITA' SISMICA

Interpretazione dei danni e vulnerabilità sismica

scala: var.

data: Maggio 2017

Prof. Ing. Andrea Dall'Asta

Prof. Ing. Graziano Leoni
Prof. Ing. Alessandro Zona
Ing. Fabrizio Scozzese
Ing. Fabio Micozzi

aggiornamento

N°	in data
1	31-05-2017 valutazione per classe d'uso IV

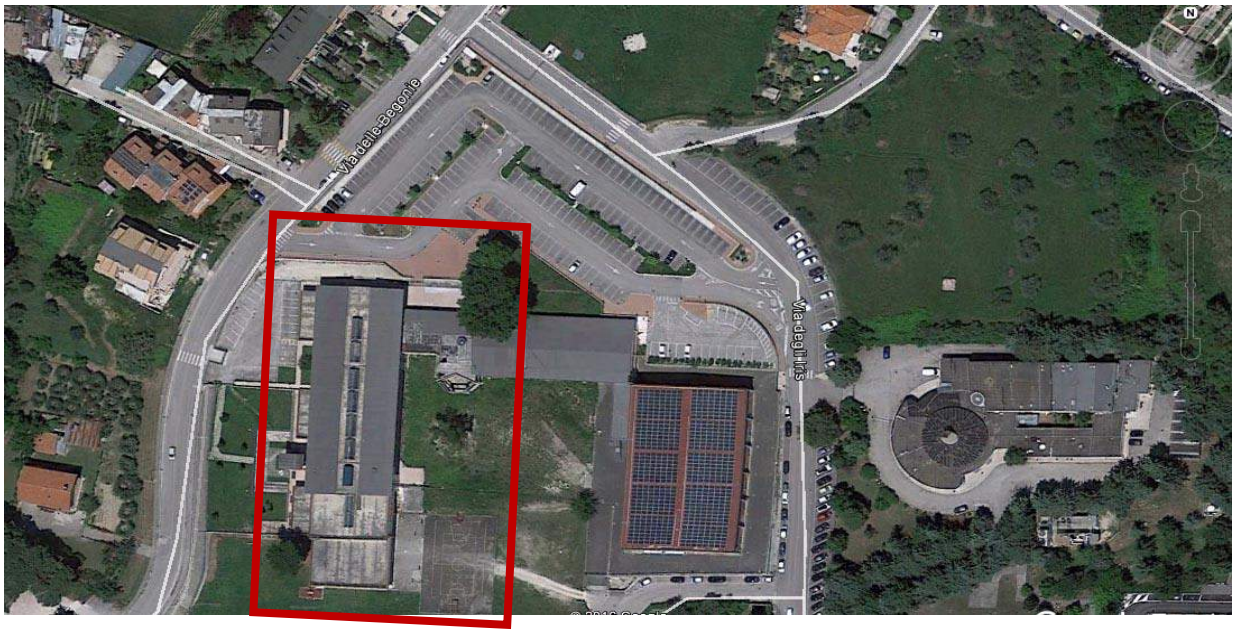
SOMMARIO 1
1 INTRODUZIONE 3
1.1 Descrizione generale della costruzione 3
1.2 Obiettivi generali e criteri di calcolo 6
2 NORMATIVA TECNICA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO 10
3 INDAGINE STORICO CRITICA 11
3.1 Progetto e realizzazione 11
3.2 Criteri di calcolo adottati nel progetto 13
3.3 Normativa di riferimento dell'epoca 13
4 RILIEVO STRUTTURALE 15
4.1 Geometria dei componenti strutturali 15
4.2 Degrado 15
4.3 Coerenza con il progetto 15
5 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE STRUTTURE 19
5.1 Conglomerato cementizio 19
5.2 Acciaio per armature 20
5.3 Fattori di confidenza 20
6 DANNEGGIAMENTO SISMICO 21
6.1 Danneggiamento a seguito degli eventi sismici del 2016-2017 21
6.2 Informazioni disponibili sulla sequenza sismica del 2016-2017 24
7 AZIONI DI PROGETTO 31
7.1 Azioni permanenti 31
7.2 Azioni variabili 33
7.3 Azioni sismiche 33
8 RISPOSTA SISMICA 38
8.1 Modello strutturale 38
8.2 Analisi modale 41

8.2.1 Blocco A 41
8.2.2 Blocco B 43
8.2.3 Blocco C 45
8.2.4 Modello a blocchi collegati 47
8.3 Stato Limite di Danno 49
8.3.1 Blocco A 49
8.3.2 Blocco B 52
8.3.3 Blocco C 55
8.3.4 Corpi collegati 58
8.3.5 Confronto con evento del 30 ottobre 2016 62
8.4 Stato Limite di Salvaguardia della Vita 64
8.4.1 Meccanismi duttili 64
8.4.2 Meccanismi fragili 67
8.4.3 Rappresentazione grafica 71
9 CONCLUSIONI 83
9.1 Progetto ed esecuzione 83
9.2 Stato attuale 83
9.3 Valutazione della vulnerabilità sismica 86
9.4 Interpretazione del danneggiamento a seguito del terremoto del centro Italia 2016-2017 87
10 INDICAZIONI PER IL MIGLIORAMENTO 90

1 INTRODUZIONE

1.1 Descrizione generale della costruzione

La relazione riguarda la scuola “Don Giussani” situata in località Monticelli (AP).
Il progetto è stato redatto nel 1989 e la costruzione risale al periodo 1992-1996.
L'area in oggetto è situata nel quartiere di Monticelli ad Ovest del nuovo ospedale ed è compresa fra via degli Iris (ad Est) e Via delle Begonie (ad Ovest). Cartograficamente è rilevabile nella tavoletta I.G.M. (1:25.000) Sud-Est, IV quadrante, del Foglio N. 133 della Carta d'Italia e nel foglio N. 51 dell'ortofotocarta Scala 1 2.000 edita dall'Amministrazione comunale di Ascoli Piceno.



Vista aerea degli edifici esaminati (42°51’09”N, 13°36’59”E WGS84)

Vista sud-ovest

Vista nord-ovest

Vista sud-est

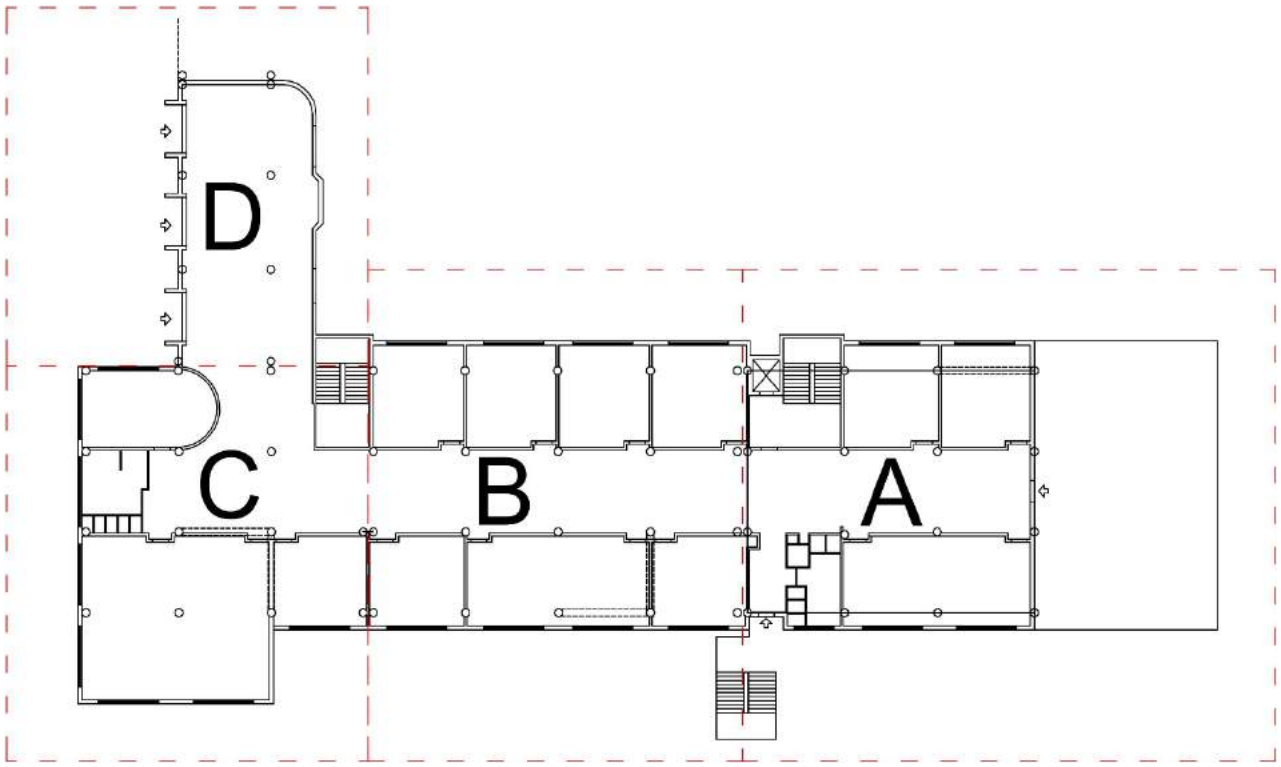
La struttura è costituita da solai in latero-cemento e telai in calcestruzzo armato con pilastri generalmente di sezione circolare.

L'impianto generale è a forma di L piuttosto allungata, la costruzione si compone di più corpi divisi da diversi giunti strutturali. La parte oggetto di indagine è composta dai tre blocchi strutturali della porzione con direttrice Nord-Sud A, B, C e parte di D. Il corpo D è utilizzabile e utilizzato solo in minima parte (ingresso) mentre il resto non è completato ed è stata realizzata la sola struttura. Il progetto prevedeva anche un ulteriore corpo E, in prosecuzione della direttrice Est-Ovest.

Le chiusure verticali esterne e i tramezzi interni sono in laterizio.

La suddivisione in corpi è riportata in figura.

Nell'area in oggetto il terreno è caratterizzata da un basamento litico di natura arenaceo-marnosa di genesi marina, composto da strati arenacei di spessore da decimetrico a metrico, intercalati da orizzonti marnosi e marnoso-argillosi che raramente arrivano al metro di spessore. Tale formazione si rinviene a profondità variabile da circa 8 - 10 m nella zona Ovest e Sud, a 16 - 17 m nella zona di Nord-Ovest, ricoperta da depositi alluvionali. L'edificio è fondato su pali. Si rimanda alla relazione specialistica per i dettagli relativi alla caratterizzazione meccanica dei materiali in condizioni statiche e sismiche.



Pianta e indicazione dei blocchi strutturalmente indipendenti

1.2 Obiettivi generali e criteri di calcolo

La presente relazione analizza la risposta sismica della costruzione con il duplice obiettivo di interpretare il diffuso danneggiamento che si è manifestato a seguito delle sequenze sismiche del 2016-2017 e valutare il livello di prestazione sismica attuale.

Le valutazioni sono state effettuate tenendo conto degli aspetti specifici che riguardano l'analisi delle costruzioni esistenti, in cui l'opera è già realizzata e le incertezze relative a geometria, materiali e azioni permanenti non sono legate alle incertezze del processo costruttivo ma dipendono essenzialmente dal livello di approfondimento delle indagini che si effettuano.

Nella valutazione della sicurezza si è tenuto conto delle conoscenze disponibili al tempo della realizzazione, dei possibili difetti di impostazione o realizzazione, della possibilità che azioni eccezionali possano aver prodotto difetti non manifesti, del degrado della struttura o delle modifiche che possono essere avvenute nel tempo all'interno della costruzione e nell'ambiente

limitrofo.

Il percorso di valutazione ha richiesto l'analisi storico-critica della costruzione, il rilievo geometrico-strutturale degli elementi resistenti, la caratterizzazione meccanica dei materiali, la rivalutazione delle azioni permanenti e le analisi strutturali per la caratterizzazione della risposta sismica nei confronti del terremoto di progetto (sicurezza) e delle scosse che hanno prodotto il danno.

L'analisi storico critica è stata effettuata sulla base dei documenti messi a disposizione dal Comune.

I rilievi e la campagna di prove sperimentali in situ e in laboratorio sono state estese a tutta la porzione di edificio attualmente in uso costituito da più corpi strutturali indipendenti. Il piano di indagini è stato inizialmente redatto con l'obiettivo di raggiungere un livello di conoscenza LC2. Il rilievo in sito di alcune incoerenze con i documenti di progetto ha portato comunque ad ulteriori approfondimenti e ad un livello di conoscenza più approfondito.

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

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 secondo Circolare 2009 (§ C8A.1.2)

Per quanto riguarda la localizzazione delle operazioni di estrazione delle carote si è provveduto ad un'analisi strutturale preliminare per l'individuazione degli stati tensionali attualmente presenti in modo da limitare al massimo il livello di disturbo al comportamento

d'insieme e assicurare la sicurezza delle operazioni. La dimensione delle carote è stata calibrata in funzione delle dimensioni dell'elemento strutturale da indagare.

Il piano delle prove non distruttive per la stima della resistenza del calcestruzzo e per l'individuazione dei dettagli costruttivi è stato redatto in modo da ricostruire un quadro omogeneo della conoscenza ai vari piani e per i diversi corpi.

Sono state effettuate demolizioni parziali di elementi strutturali e non strutturali per la verifica di dettagli rilevanti altrimenti non accessibili.

Si rimanda alla relazione specifica sulle indagini per ulteriori dettagli.

Le analisi strutturali riguardano le valutazioni delle prestazioni in relazione alla norma attuale e comprende alcune considerazioni sulla risposta sismica ai principali eventi del 2016

Per le valutazioni di sicurezza, si è tenuto conto dell'estensione delle indagini e della dispersione dei dettagli costruttivi osservata in situ, adottando un fattore di confidenza FC=1.2.

La vulnerabilità sismica è stata valutata in termini di indice di rischio

$$I_r = \frac{a_{g,c}}{a_{g,d}}$$

dove a_g indica l'accelerazione di picco del terreno in fase sismica, il pedice *c* indica la condizione ultima della struttura e definisce la sua capacità sismica, il pedice *d* indica la condizione di progetto per lo stato limite considerato e definisce la domanda sismica.

La pericolosità sismica per i diversi stati limite, caratterizzata dal valore a_g e dalla forma dello spettro di risposta, è stata determinata sulla base delle norme tecniche attualmente in vigore (DM2008).

La valutazione della capacità sismica è stata effettuata sulla base delle stesse norme mediante analisi statica non lineare, controllando la deformazione massima raggiunta nei meccanismi duttili e la sollecitazione massima raggiunta nei meccanismi fragili. Si è scelto di effettuare la valutazione con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Nella valutazione della risposta si è tenuto conto della presenza di giunti non sempre efficaci e realizzati secondo la norma dell'epoca. Lo scarso danneggiamento riscontrato in corrispondenza di alcuni giunti è probabilmente dovuto alla loro inefficacia e ha suggerito di effettuare un'ulteriore analisi di risposta su un modello senza moto relativo dei corpi.

Si è successivamente analizzata la risposta per terremoti con periodi medi di ritorno più piccoli per valutare la prestazione allo Stato Limite di Danno e fornire indicazione sul livello di danneggiamento atteso per gli elementi non strutturali.

A completamento delle analisi finalizzate alla valutazione del rischio sismico, si sono valutate le deformazione allo Stato Limite di Danno al fine di fornire indicazioni sul livello di danneggiamento in caso di sisma di modesta intensità.

Si riassumono nel capitolo finale le considerazioni critiche sulla realizzazione dell'opera, sullo stato attuale, sulla prestazione sismica attesa, completando la relazione con alcuni suggerimenti sui possibili criteri di intervento per il miglioramento.

2 NORMATIVA TECNICA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

- Legge 1086 5.11.71 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”[1]
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Ad integrazione delle sopracitate norme e per quanto con esse non in contrasto, sono utilizzati i documenti di seguito indicati:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell’Unione Europea
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR)

[1] In seguito denominato D.M. 2008.
[2] in seguito denominata Circolare n.617

3 INDAGINE STORICO CRITICA

3.1 Progetto e realizzazione

Esecuzione dei lavori

La scuola di Monticelli è stata realizzata in epoca recente e presenta una struttura portante in conglomerato cementizio armato.

Il progetto originario è stato redatto dall'Ufficio Urbanistica e Progettazione del Comune di Ascoli Piceno in data 01.04.1989 ed è stato approvato il 23.10.1989. Il progetto architettonico è stato seguito da Marcone, Ballatori, Nespeca, Romandini, il progetto strutturale da Mancini.

Sono stati recuperati ed esaminati i seguenti documenti di progetto

- Tavole originali degli esecutivi strutturali, contenente le carpenterie e la disposizione delle armature.
- Relazione geologica del sito redatta dal dott. Vittorio Marucci
- Elaborati di progetto strutturale

Esecuzione dei lavori

L'esecuzione dei lavori è stata affidata all'impresa Gaspari s,n,c, di Ascoli Piceno

Il contratto con l'impresa è stato firmato il 26.11.1992.

Il lavori sono stati diretti dall'ing. Alessandro Tamburri dell'UTC di Ascoli Piceno, in qualità di Direttore dei Lavori.

Durante l'esecuzione dei lavori sono state redatte 2 perizie di variante.

Nella prima, resa esecutiva il 31.05.1993, sono state introdotte importanti modifiche al progetto strutturale. Approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche e geologiche del sito hanno suggerito la sostituzione delle fondazioni superficiali con fondazioni profonde su pali e una revisione in aumento delle dimensioni di alcuni elementi strutturali e dei solai. La modifica delle fondazioni non ha interessato il solo corpo E, per il quale si è conservata la soluzione con

fondazione superficiale (vedi Relazione Tecnica integrativa del 05.05.1993 di V. Mancini).

La seconda perizia, resa esecutiva il 22.07.1995, non ha introdotto variazioni significative ed è stata redatta per far fronte ad esigenze tecniche che hanno richiesto l'introduzione di nuovi prezzi e l'assestamento delle quantità di alcune categorie di lavori.

L'opera è stata collaudata dall'ing. Pasquale Ubaldi.

Il collaudatore è stato nominato il 22.07.1995 ed è intervenuto dopo l'esecuzione delle opere in c.a.. Sono state effettuate due visite di collaudo. Nelle operazioni di collaudo si è proceduto ad una verifica delle parti accessibili e sono state principalmente verificate le dimensioni geometriche degli elementi strutturali.

Sono state rilevate 2 difformità rispetto al progetto depositato:

- le travi 7-14, 8-13, 9-12 del blocco B sono piatte;

- sono stati eliminati i cordoli 60x25 delle travi 14-16, 13-17, 18-12 del blocco B.

Non si ha informazione su eventuali approfondimenti.

Per quanto riguarda le prove sperimentali, il collaudatore ha provveduta ad una serie di controlli sul calcestruzzo mediante sclerometro ed ha richiesto l'esecuzione di 2 prove di carico. Sono state effettuate 7 prove sclerometriche da 37.6 a 46.8.

Le prove di carico sono state effettuate sul solaio a quota 140.2 tra i pilastri 13-14-16-17 e sulla scala esterna del corpo A. Entrambe le prove hanno fornito esiti soddisfacenti e coerenti con le previsioni.

I cubetti in calcestruzzo e gli spezzoni di armatura sono stati raccolti nel periodo aprile 1993-aprile 1994 (con l'unica eccezione del prelievo della copertura del corpo E, effettuato nel dicembre 1994). Le prove di laboratorio sono state effettuate nel gennaio 1996, dopo un periodo di maturazione variabile da 29 mesi a 33 mesi. I risultati delle prove di schiacciamento sono estremamente regolari e la resistenza unitaria è sempre compresa tra 34.01 N/mmq e 36.50 N/mmq. Anche i pesi specifici dei provini risultano molto regolari e variabili tra 23.6 kN/mc e 24.1 kN/mc. Gli spezzoni di acciaio hanno fornito esiti coerenti con la classe FeB44k prevista in progetto.

La relazione a struttura ultimata è stata redatta dal Direttore dei Lavori il 19.01.1996.

La data del certificato di collaudo è 28.03.1996.

3.2 Criteri di calcolo adottati nel progetto

I criteri generali di progetto e le principali richieste prestazionali delle strutture sono sintetizzate nella relazione generale sui materiali, depositata al Servizio Decentrato OOPP Regione Marche il 25.03.1993, documento a firma del direttore dei lavori e del progettista delle strutture.

I solai di interpiano hanno spessore di 31cm, con pignatte di 25cm e soletta superiore di 6cm. Il sovraccarico considerato è 600kgf/mq, comprensivo del carico accidentale previsto per le scuole e pari a 350kgf/mq.

I solai di copertura presentano spessore 25cm (20+5) e sono dimensionati assumendo un sovraccarico di 200 kgf/mq.

I blocchi sono stati studiati separatamente ed era previsto un giunto tecnico di separazione.

L'azione sismica di progetto è stata valutata in base alla normativa dell'epoca, considerando un grado di sismicità 9, un coefficiente di risposta 1, un coefficiente di fondazione 1 e un coefficiente di protezione 1.2. Ne risulta un'accelerazione sismica pari 0.084g, utilizzata per una verifica con il metodo delle tensioni ammissibili. L'accelerazione corrispondente nel caso di verifica agli stati limite ultimi, utile per un confronto con le norme attuali, è circa 0.126g.

Per tutte le strutture in elevazione è prescritto un calcestruzzo con Rbk=30N/mmq, adottando una tensione ammissibile 97kgf/cmq e barre di armatura in acciaio FeB44k. Per queste ultime la relazione generale del progettista riferisce l'uso di una tensione ammissibile di 2200kgf/cmq, in luogo dei 2600kgf/cmq concessi dalla norma.

3.3 Normativa di riferimento dell'epoca

La normativa sulla sicurezza delle costruzioni vigente all'epoca della realizzazione comprende i documenti che seguono.

- Legge 1086 05.11.71 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge 64 02.02.74 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Decreto Ministeriale 24.01.86 - Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche.
- Decreto Ministeriale 12.02.82 - Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

4 RILIEVO STRUTTURALE

4.1 Geometria dei componenti strutturali

E' stata effettuata una verifica a campione delle dimensioni degli elementi strutturali riscontrando una sostanziale coerenza con i documenti di progetto disponibili.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione specifica sulle indagini.

4.2 Degrado

Non sono presenti sintomi importanti di degrado dei componenti strutturali e non strutturali.

Si riscontrano alcuni ammaloramenti nella parte Sud dovuti ad infiltrazione di acqua dalla copertura.

4.3 Coerenza con il progetto

Durante le operazioni di rilievo visivo e strumentale effettuato a campione sono state riscontrate alcune difformità.

Giunti

Sono presenti giunti di una certa ampiezza, distribuiti in modo irregolare. In alcune parti gli elementi strutturali sono a contatto. In particolare, è rilevabile l'assenza di giunto adeguato nelle scala esterna del corpo A, che risulta in contatto con l'adiacente copro B; giunti inadeguati alla quota dei solai di copertura e una trave del corpo D innestata nel corpo scala del copro C.

La norma dell'epoca prevedeva una stima degli spostamenti sismici in via semplificata, mediante un coefficiente 4-6 di amplificazione degli spostamenti di calcolo ed un conseguente dimensionamento dei giunti in modo da evitare martellamento (B.9). Nel caso di edifici era

previsto il dimensionamento semplificato pari a 1/100 dell'altezza (C.4.2).

Si segnala comunque che il danneggiamento imputabile a martellamento dei corpi, osservato dopo gli eventi sismici del 2016, è comunque modesto.

Getto in adiacenza della scala e trave tagliata sul setto della scala del corpo C

Disposizione delle gabbie di armatura

La disposizione delle gabbie di armatura all'interno dei getti è in alcune parti molto irregolare. Sui pilastri circolari e sui setti sono stati spesso riscontrati copriferri troppo grandi o troppo piccoli, con barre longitudinali inclinate e staffe con posizione irregolare. Sulle travi sono state spesso riscontrate barre non adeguatamente distanziate dalla superficie esterna. In generale, si è riscontrata una scarsa attenzione al posizionamento e al fissaggio delle armature all'interno dei getti. I quantitativi osservati (numero e diametro) sono coerenti con il progetto.

La disposizione irregolare di armature può determinare una limitata riduzione delle capacità portanti degli elementi e i copriferri irregolari possono essere causa di fenomeni di degrado e corrosione. L'indagine, parzialmente distruttiva per l'individuazione di barre con copriferro intorno ai 10 cm, può solo essere estesa a campione su alcuni elementi e non si possono escludere irregolarità locali di maggior rilevanza.

Armature e copriferri irregolari sui pilastri e armature affioranti nelle travi

Tramezzi e pareti

La normativa dell'epoca non prevedeva esplicitamente una verifica di danno degli elementi non strutturali di chiusura perimetrale e dei tramezzi. Erano comunque richiesti dei provvedimenti nel caso di pareti di una certa dimensione, al fine di limitare il danneggiamento ed evitare il ribaltamento fuori dal piano.

Per gli elementi divisori di altezza superiore ai 4m o superficie maggiore di 20mq erano richieste nervature verticali ogni 3m di collegamento alla struttura principale. Per le pareti di chiusura la prescrizione interveniva per altezze oltre i 3.5m e superfii oltre i 15m.

Sono presenti diverse pannellatura di elevata dimensione, poste al di fuori della struttura portante.

In corrispondenza del saggio sulle tamponature la malta di allettamento dello strato esterno presenta una scarsa consistenza e non sono stati rilevati collegamenti tra i paramenti.

Saggi su tamponature esterne e tramezzi

Solai

Oltre a locali problemi di sfondellamento, nel sottotetto si è osservato un posizionamento approssimativo dei travetti prefabbricati che riduce l'appoggio delle pignatte.

5 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DELLE STRUTTURE

5.1 Conglomerato cementizio

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono state determinate mediante prove non distruttive in situ, comprendenti prove sclerometriche, prove ultrasoniche e rilievo della carbonatazione, integrate con prelievi e schiacciamento di carote.

L'esito delle prove distruttive è stato utilizzato per calibrare le formule di correlazione tra misure non distruttive e resistenza del calcestruzzo mediante il metodo Son-Reb.

Si rimanda alla relazione specifica per quanto riguarda le posizioni delle prove, le singole misurazioni, l'interpretazione dei risultati e i criteri di correlazione.

La stima del valore medio di resistenza su provini cilindrici con rapporto altezza/diametro 2 è

fc=24.1 N/mmq

Adottando gli stessi criteri di interpretazione dei risultati della relazione specifica (Concrete Society), si ottiene una corrispondente resistenza su provini cubici

Rc=30.1 N/mmq.

Volendo valutare una corrispondenza tra misure in situ e risultati delle prove di laboratorio bisogna tener conto delle diverse caratteristiche di maturazione del calcestruzzo in opera da quello conservato nelle cubettiere. Le attuali NTC08 propongono un rapporto minimo 0.85, che fornisce una stima

Rc1=35.4N/mmq.

Si riscontra quindi una notevole corrispondenza con i valori dei certificati di prova dell'epoca, relativi a provini con diversi mesi di stagionatura. I certificati dell'epoca forniscono valori compresi tra 34N/mmq e 36N/mmq.

5.2 Acciaio per armature

Anche in questo caso le prove sulle barre estratte hanno forniti risultati coerenti con la classe FeB44k. La resistenza media a snervamento è

fy = 460N/mmq > 430N/mmq

coerenti con i certificati di prova dell'epoca.

5.3 Fattori di confidenza

Il fattore di confidenza è un parametro che tiene conto delle incertezze sui parametri di risposta della struttura dovute al fatto che la struttura può essere indagata solo su un numero limitato di punti.

Il parametro è convenzionale, nel senso che deriva da tutte le incertezze che si hanno su resistenza, geometria, dettagli, ma influenza l'analisi solo atraverso una riduzione convenzionale delle caratteristiche di calcolo della resistenza e della duttilità.

Nel caso in esame è stato sviluppato un programma di indagini che può essere giudicato più esteso di quello strettamente richiesto per un livello di conoscenza LC=2, al quale è associato un fattore di confidenza 1.2. La maggiore estensione voleva fare chiarezza su alcuni aspetti relativi ai dettagli (posizionamento di armature) e gli esiti hanno confermato una notevole variabilità dei copriferri e delle posizioni delle barre. In base alle precedenti considerazioni si è scelto di assumere un fattore di confidenza

FC = 1.2.

6 DANNEGGIAMENTO SISMICO

6.1 Danneggiamento a seguito degli eventi sismici del 2016-2017

L'edificio ha subito un elevato e diffuso danneggiamento a seguito dell'evento sismico del 24 agosto 2016. Danno consistente principalmente nell'innesco di lesioni diagonali sugli elementi non strutturali, spesso accompagnato da lesioni in sommità con innesco di fenomeni di ribaltamento. Il fenomeno si è verificato in maniera diffusa sui tramezzi di tutta la costruzione. Sulle tamponature perimetrali si è osservato un prevalere di fenomeni di ribaltamento e una concentrazione di lesioni e ribaltamenti sulla porzione di involucro delle parti a sbalzo. In queste porzioni, il danneggiamento ha coinvolto anche la funzionalità degli infissi.

Danni secondari sono stati osservati su alcune porzioni di controsoffitto, su alcuni rivestimenti e su modeste porzioni delle pignatte del solaio di copertura.

Si è provveduto ad interventi locali per la riparazione delle lesioni. Le scosse del 26 ottobre 2016 e 30 ottobre 2016 hanno determinato un quadro di danneggiamento analogo per tipologia ed estensione.

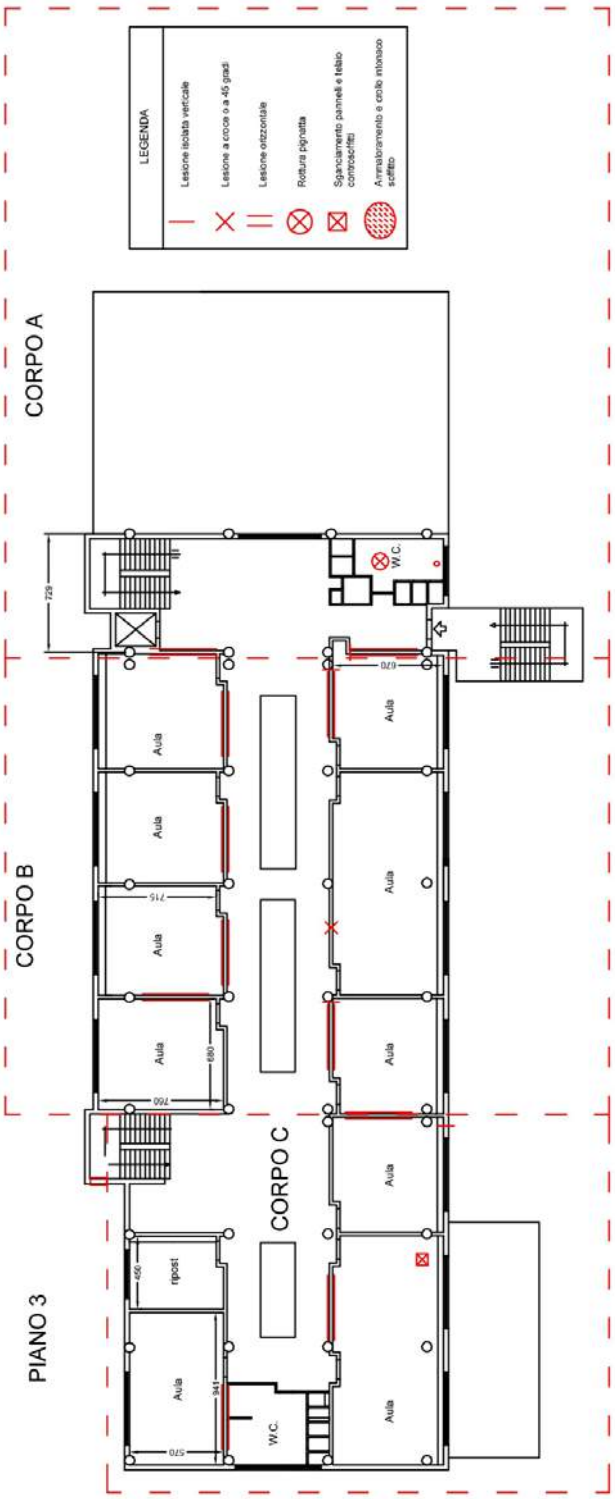
Un contenuto aggravio del danno si è osservato a seguito delle scosse di minor intensità che si sono succedute il 18 gennaio 2017.

Le lesioni dovute al secondo evento sono state in questo riparate in maniera approssimativa in attesa di decisioni definitive sul tipo di interevento da effettuare. Gli interventi di riparazione rendono poco agevole il rilevo del danno e poco significativa la relativa documentazione fotografica. La posizione delle lesioni è comunque evidente in situ ed il quadro è del danneggiamento è stato ricostruito, per quanto possibile. Si rimanda agli elaborati grafici di rilievo del danno per maggiori informazioni. Si riporta, a titolo esemplificativo, il danneggiamento del piano 3.

Non sono rilevabili danni ai componenti strutturali.

Il danneggiamento in corrispondenza ai giunti tra i corpi è modesto.

Controsoffitti e solai	*Innesco ribaltamento pareti*
Giunti	*Tramezzi (traccia riparazioni successive)*

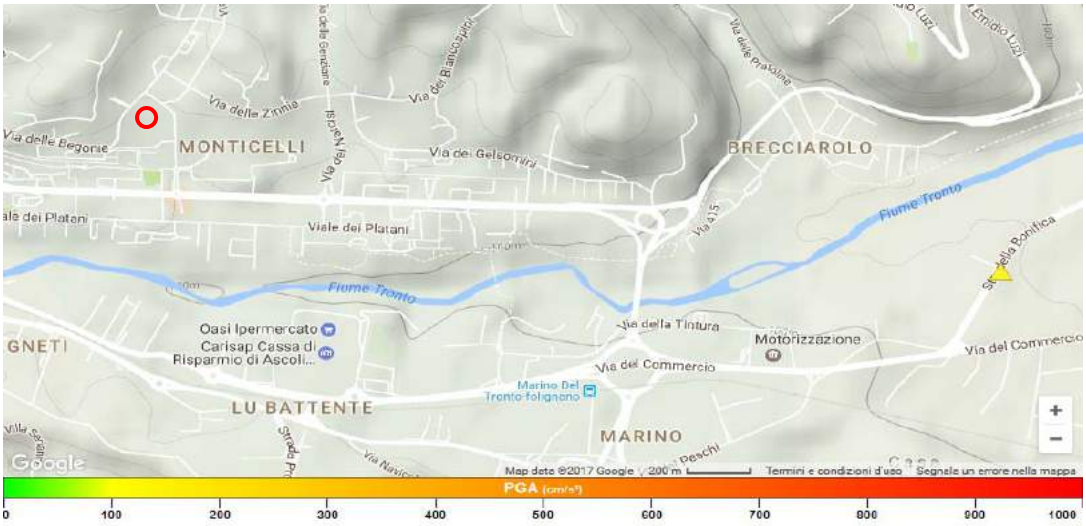


Distribuzione danneggiamento al piano 3

6.2 Informazioni disponibili sulla sequenza sismica del 2016-2017

Sono reperibili diversi informazioni sui documenti pubblici dell'Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia (INGV) e dei dati strumentali forniti dalla Rete Accelerometrica Nazione (RAN) del Dipartimento della Protezione Civile.

In particolare, con riferimento ai due principali eventi del 24 agosto 2016, indicato come evento di Accumoli, e del 30 ottobre 2016, indicato come evento di Norcia, sono disponibili anche le registrazioni accelerometriche della stazione ASN che si trova nella Strada della Bonifica, a circa 2km dalla scuola di Monticelli, su un terreno di caratteristiche simili a quello su cui insiste la costruzione (terreno tipo C, classificazione EC8).



Localizzazione della stazione di misura ASP rispetto alla scuola

Per i due eventi si riportano:

i parametri generali della registrazione,

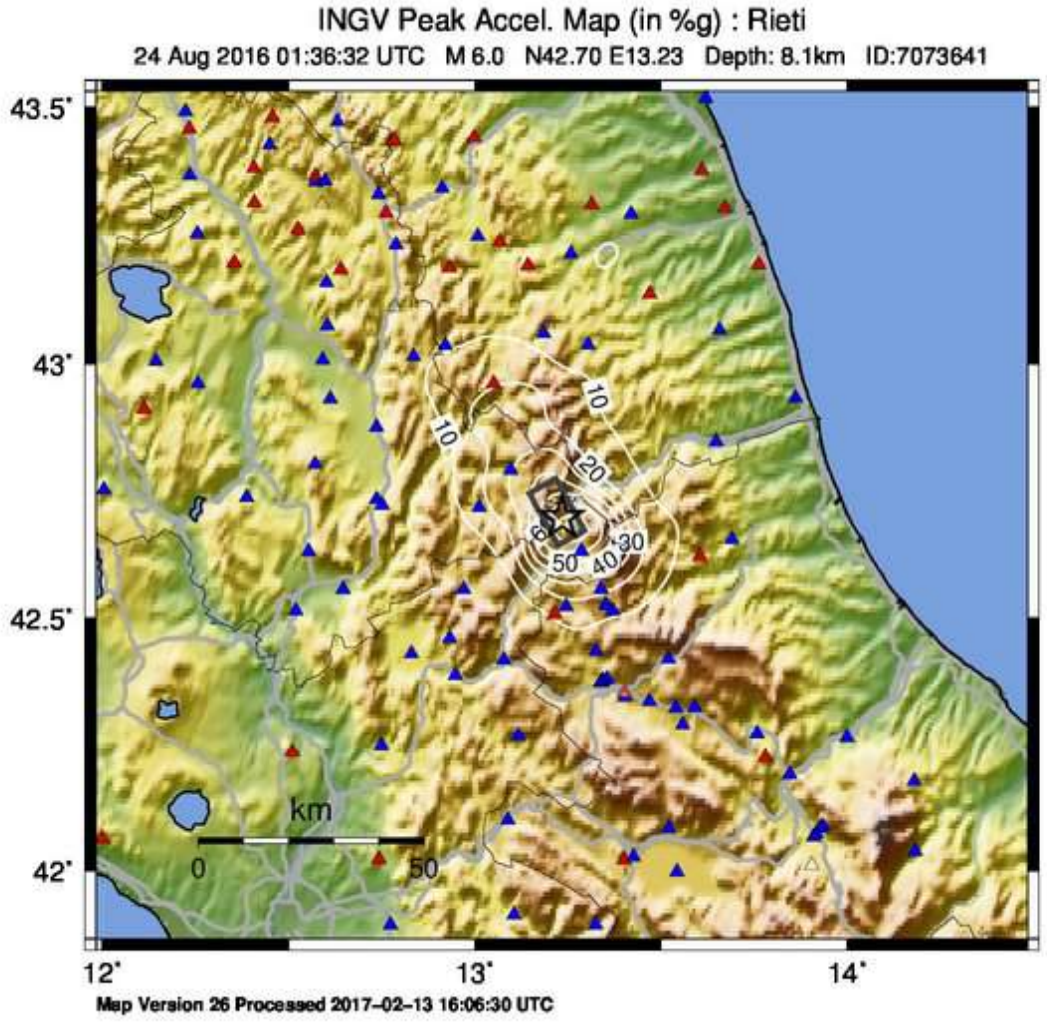
la mappa di scuotimento in accelerazione

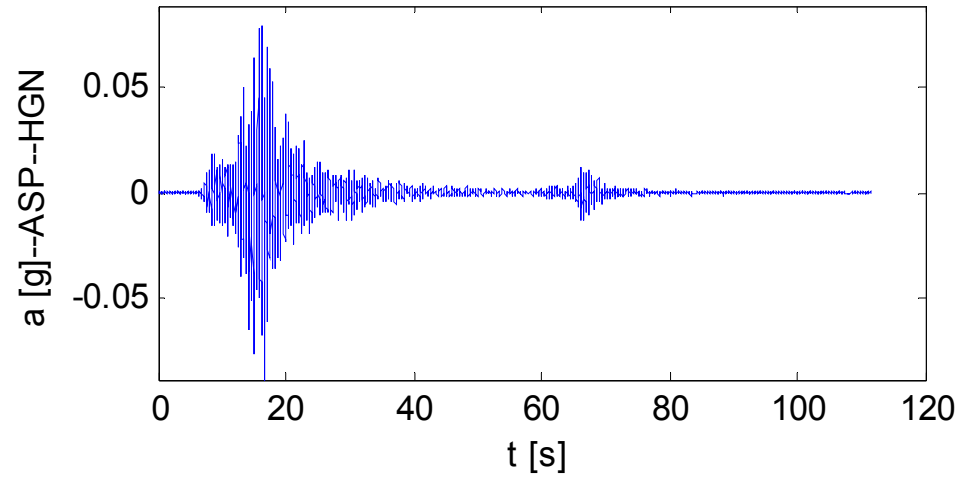
le registrazioni nelle tre direzioni

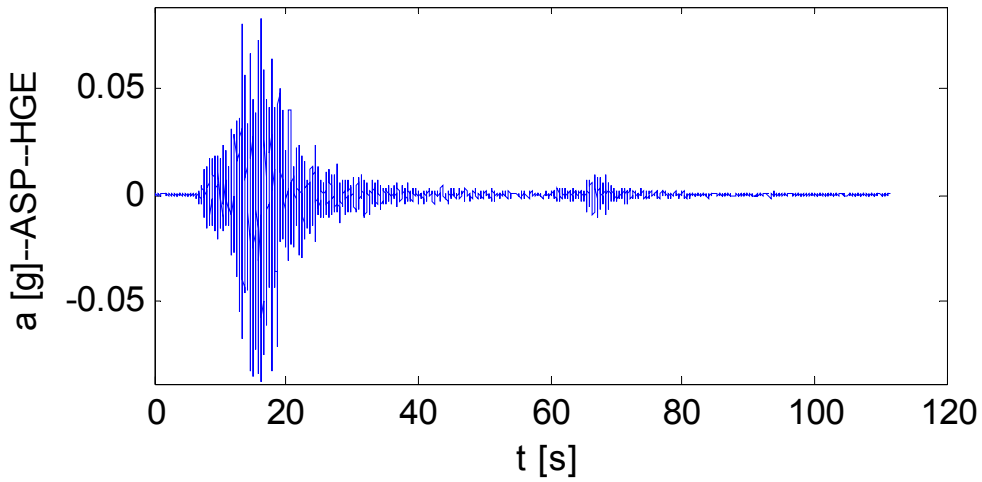
gli spettri di risposta in pseudo-accelerazione e spostamento, confrontati con gli spettri di progetto del sito per Vr=100 anni,

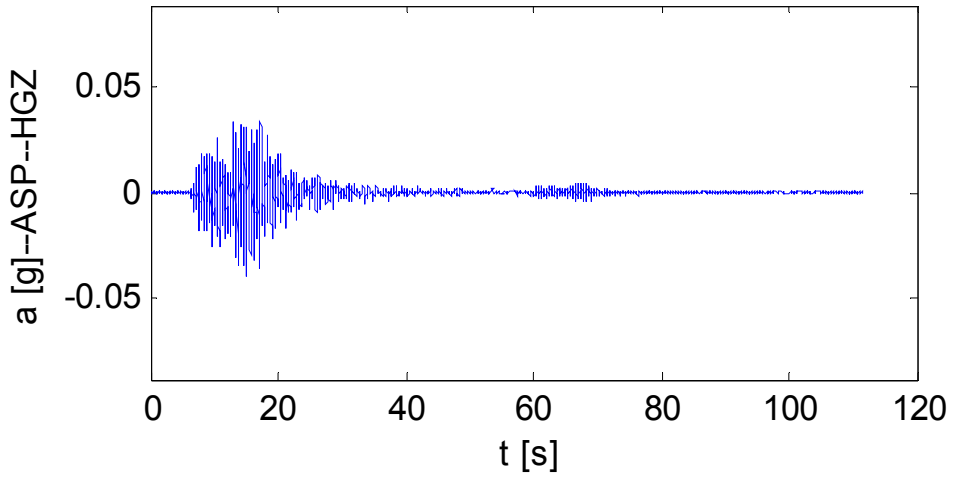
Terremoto di Accumuli (24 agosto 2016)

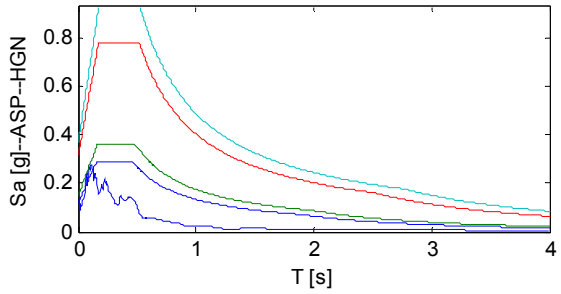
Sta	Can	Lat (°)	Lon (°)	Nome Stazione	Filtro Hz	dist km	PGA cm/s²	PGV cm/s	PGD cm	PSA03 cm/s²	PSA10 cm/s²	Td s	Td s	Arias cm/s	Housner cm	EC8
ASP	HGE	42.8480	13.6479	Ascoli_Piceno	Ba 0.2 6 50.0 6	38.08	89.97	3.34	0.64	151.81	25.82	9.94	12.00	9.84	12.23	C*
ASP	HGN	42.8480	13.6479	Ascoli_Piceno	Ba 0.2 6 50.0 6	38.08	88.58	2.72	0.65	129.79	23.87	8.88	15.05	7.07	12.59	C*
ASP	HGZ	42.8480	13.6479	Ascoli_Piceno	Ba 0.2 6 50.0 6	38.08	37.40	1.97	0.50	85.33	14.03	8.91	17.57	2.26	8.02	C*

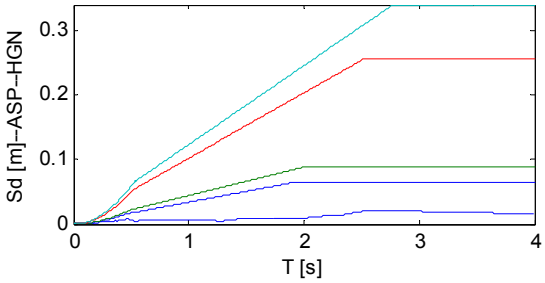


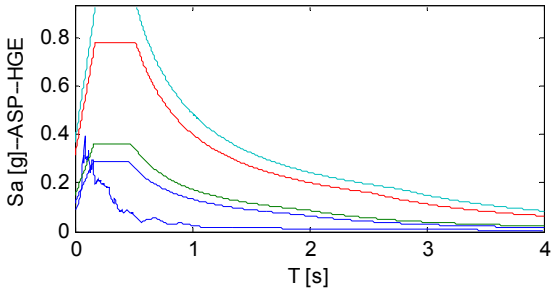

a [g]--ASP--HGN
0.05
0
-0.05
0
20
40
60
80
100
120
t [s]

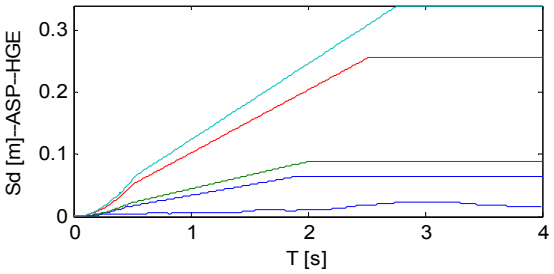

a [g]--ASP--HGE
0.05
0
-0.05
0
20
40
60
80
100
120
t [s]

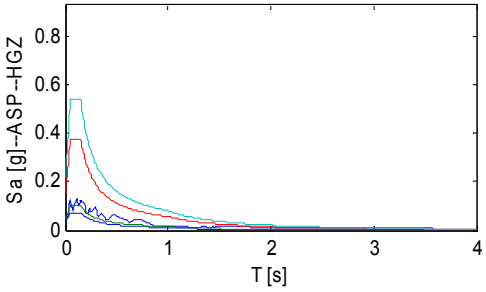

a [g]--ASP--HGZ
0.05
0
-0.05
0
20
40
60
80
100
120
t [s]

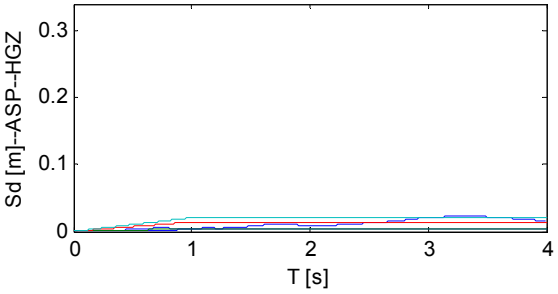

Sa [g]--ASP--HGN
T [s]


Sd [m]--ASP--HGN
T [s]


Sa [g]--ASP--HGE
T [s]

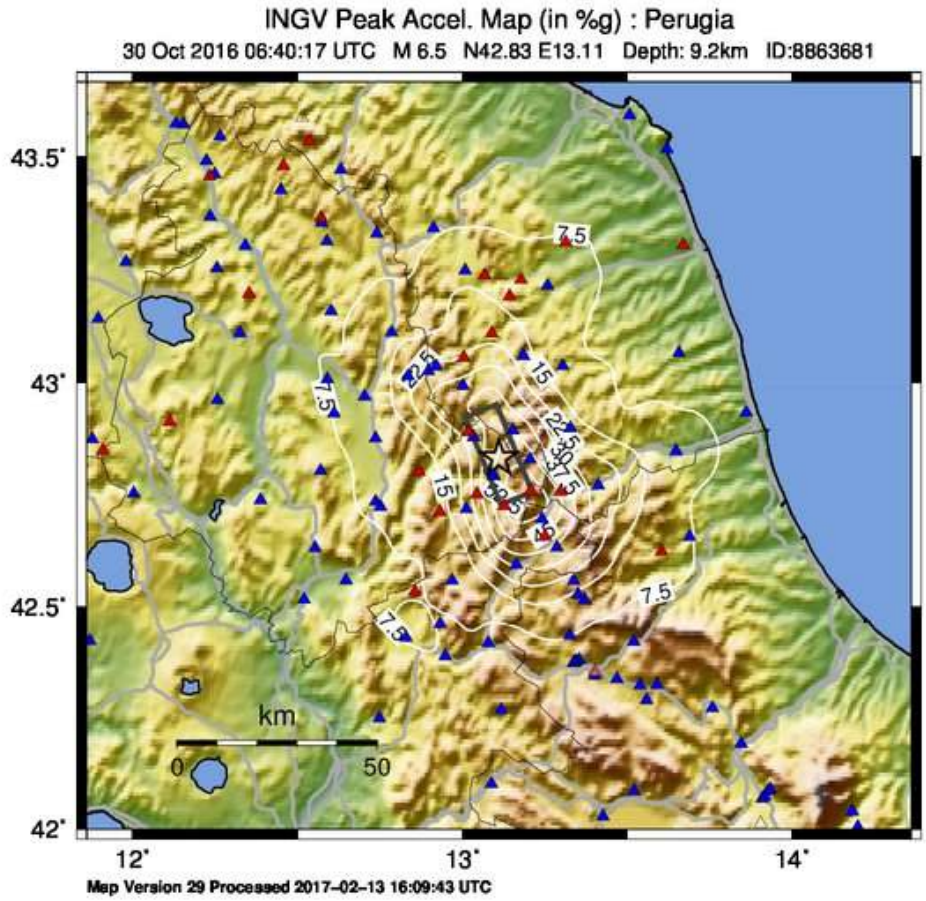

Sd [m]--ASP--HGE
T [s]

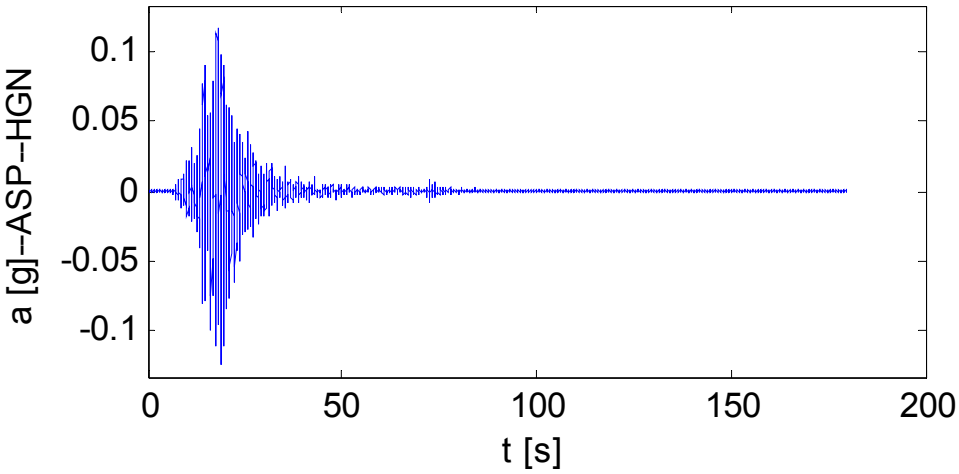

Sa [g]--ASP--HGZ
T [s]

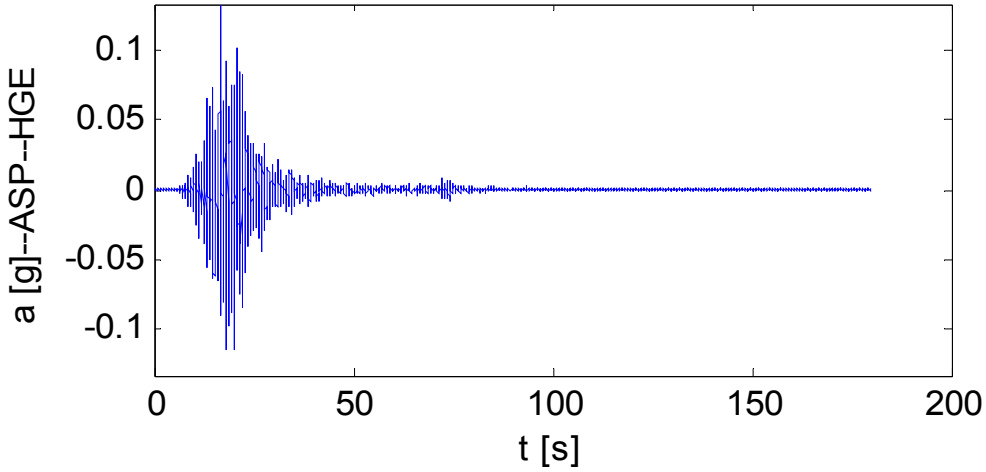

Sd [m]--ASP--HGZ
T [s]

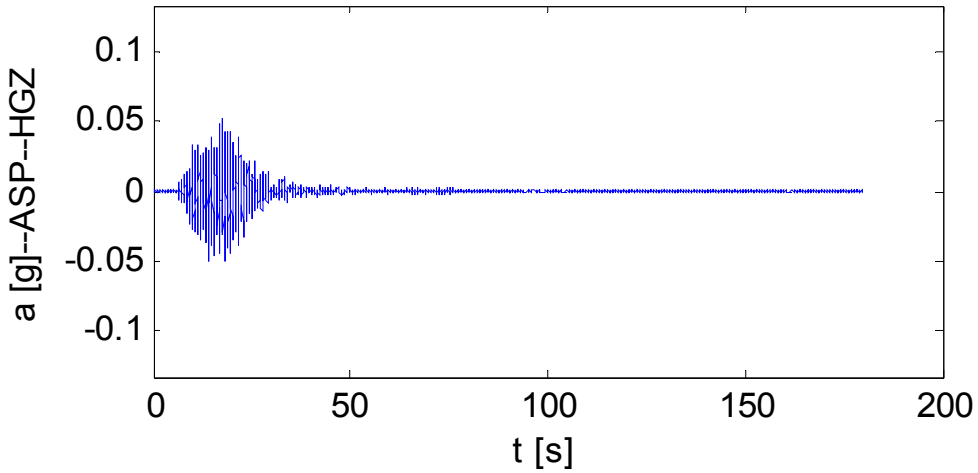
Terremoto di Norcia (30 ottobre 2016)

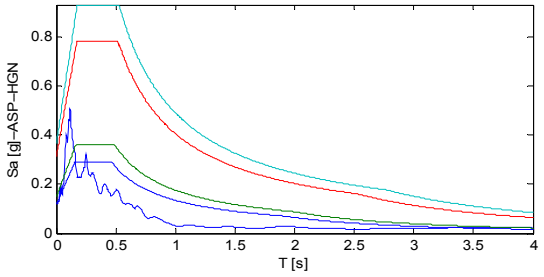
Sta	Can	Lat (°)	Lon (°)	Nome Stazione	Filtro Hz	dist km	PGA cm/s²	PGV cm/s	PGD cm	PSA03 cm/s²	PSA10 cm/s²	Td s	Td s	Arias cm/s	Housner cm	EC8
ASP	HGE	42.8480	13.6479	Ascoli_Piceno	Ba 0.2 6 50.0 6	43.98	136.98	6.83	2.12	158.44	34.63	23.29	14.08	19.50	24.18	C*
ASP	HGN	42.8480	13.6479	Ascoli_Piceno	Ba 0.2 6 50.0 6	43.98	116.33	7.58	2.47	237.14	32.90	24.28	13.42	17.95	21.01	C*
ASP	HGZ	42.8480	13.6479	Ascoli_Piceno	Ba 0.2 6 50.0 6	43.98	54.63	5.19	1.56	77.97	52.86	18.18	17.37	5.11	17.88	C*

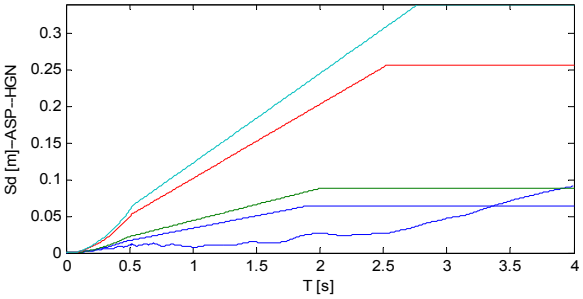


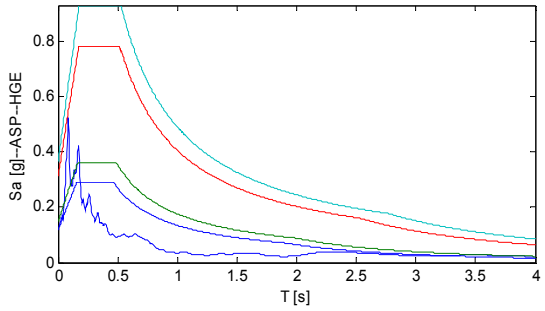

a [g]--ASP--HGN
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
0
50
100
150
200
t [s]

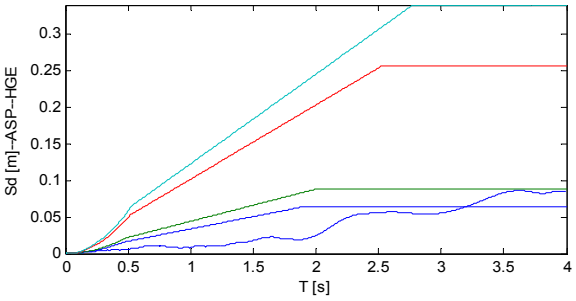

a [g]--ASP--HGE
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
0
50
100
150
200
t [s]

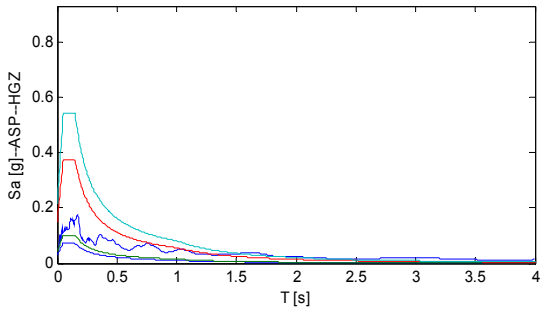

a [g]--ASP--HGZ
0.1
0.05
0
-0.05
-0.1
0
50
100
150
200
t [s]

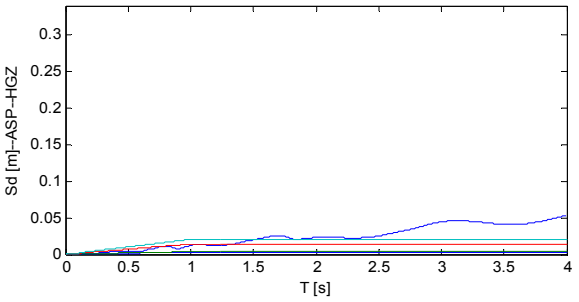

Sa [g]–ASP–HGN
T [s]


Sd [m]–ASP–HGN
T [s]


Sa [g]–ASP–HGE
T [s]


Sd [m]–ASP–HGE
T [s]


Sa [g]–ASP–HGZ
T [s]


Sd [m]–ASP–HGZ
T [s]

7 AZIONI DI PROGETTO

7.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti sono state valutate in base agli elaborati di progetto, verificando le informazioni mediante saggi sul posto finalizzati alla verifica e alla precisazione della stratigrafia dei solai, delle tamponature esterne e dei tramezzi.

Peso proprio degli elementi strutturali principali (G_{k1})

Il peso proprio è stato tenuto in considerazione assumendo un valore caratteristico del peso specifico per il calcestruzzo armato pari a 25 kN/mc. Il peso specifico del solo calcestruzzo, pari a 24 kN/mc, è stato confermato dalle prove sperimentali.

Peso proprio dei solai di piano ($G_{k1,solaio}$)

Soletta solaio:	1.50 kN/mq
Travetti solaio	1.00 kN/mq
Laterizi alleggerimento	0.50 kN/mq
Totale	3.00 kN/mq

Peso proprio dei solai di copertura ($G_{k1,solaio}$)

Soletta solaio:	1.25 kN/mq
Travetti solaio	0.80 kN/mq
Laterizi alleggerimento	0.45 kN/mq
Totale	2.50 kN/mq

Carico permanente solaio di piano ($G_{k2,piano}$)

Massetto:	1.90 kN/mq
Pavimento ceramica:	0.40 kN/mq
Intonaco e controsoffitti:	0.50 kN/mq
Incidenza tramezzi:	1.20 kN/mq
Totale	4.00 kN/mq

Peso proprio tamponature perimetrali ($G_{k2,tamp}$)

Rivestimento esterno	1.20 kN/mq
Muratura e isolante	2.60 kN/mq
Intonaco interno	0.40 kN/mq
Totale	4.20 kN/mq

Interpiano medio netto: 2.85 m

Muratura corrente (totale $\times$ interpiano): 10.20 kN/m

Dopo detrazione per incidenza aperture (30%): 8.40 kN/m

Carico permanente solaio di copertura ($G_{k2,tetto}$)

Massetto:	1.60 kN/mq
Impermeabilizzazione:	0.80 kN/mq
Intonaco:	0.30 kN/mq
Totale	2.70 kN/mq

7.2 Azioni variabili

Carichi variabili di origine antropica agenti sul solaio (Qk,piano)

Carico variabile antropico categoria C1 (scuole): 3.00 kN/mq

Carico variabile antropico categoria C2 (ballatoi, scale): 4.00 kN/mq

Carichi variabili di origine ambientale agenti sulla copertura (Qk,tetto)

Carico della neve al suolo (zona II as = 150 m):

qsk = 1.00 kN/mq (as<200)

Coefficiente di esposizione: CE = 1

Coefficiente termico: Ct = 1

Coefficiente di forma: $\mu i = 0.8$

Carico della neve sulla copertura: $qs = 0.8 \times 1.0 = 0.8$ kN/mq

7.3 Azioni sismiche

Si individua una vita utile della costruzione

$V_N = 50$ anni.

Si assume una classe d'uso IV ed il relativo coefficiente d'uso

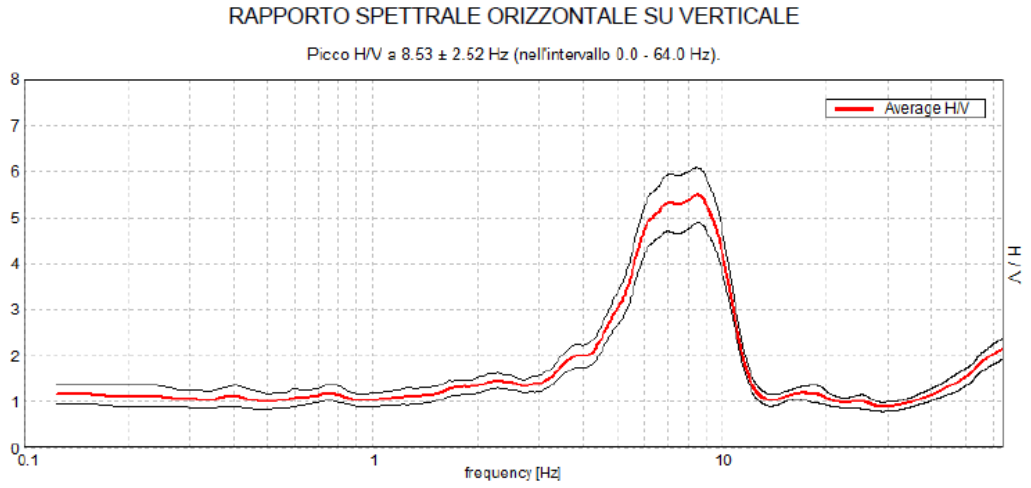
$C_U = 2.0$

Ne deriva una vita utile di riferimento per la determinazione dell'azione sismica pari a

$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni

La costruzione presenta fondazioni profonde su uno strato superficiale deformabile. La classificazione in termini di velocità media delle onde di taglio è fortemente influenzata dallo strato rigido

Le analisi MASW effettuate per la caratterizzazione sismica del sito mediante stima della velocità di propagazione delle onde di taglio ha fornito valori (376m/s e 406m/s) vicini al limite che separa la categoria B e la categoria C. E' inoltre presente una discontinuità significativa di rigidezza a circa 15m di profondità, in corrispondenza del substrato con velocità vicine a 800m/s (categoria E). L'analisi HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) del segnale registrato da tromografo digitale ha mostrato un'amplificazione della risposta orizzontale piuttosto evidente e concentrata nel campo di frequenze tra 5Hz e 10Hz (periodi compresi tra 0.1s e 0.2s). Per una definizione più accurata dell'azione sismica di progetto sarebbe opportuno un approfondimento sulla risposta sismica locale mediante propagazione del segnale attraverso gli strati superficiale. Nelle considerazioni che seguono si è ritenuto cautelativo classificare il sottosuolo nella categoria C.



La costruzione è disposta su un terreno con inclinazione minore di 15°, rientra quindi nella categoria topografica T1 "Pendii con inclinazione media i < 15°".

Le verifiche richieste agli stati limite ultimi verranno effettuate con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con probabilità di superamento P_{VR} = 10% nel periodo di

riferimento V_R.

Le verifiche richieste agli stati limite di esercizio verranno effettuate con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) con probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento V_R.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni:

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

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

dove

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \ge 0,55;$$

$$T_B = T_C / 3$$

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

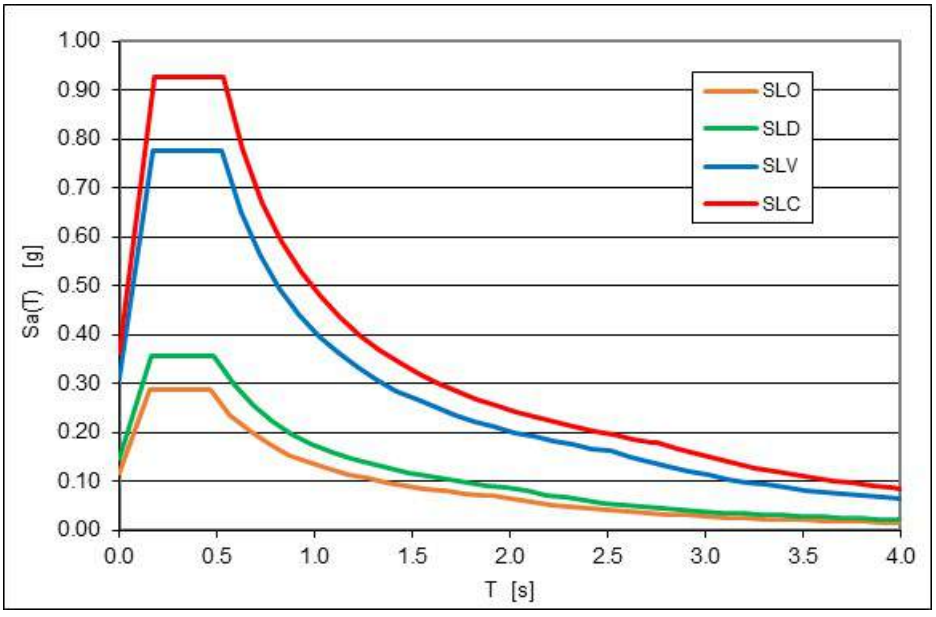
$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

mentre i parametri F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale), T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) e a_g (accelerazione orizzontale massima al sito) dipendono dalla localizzazione (Ascoli Piceno), dal periodo di riferimento Vr e dalle caratteristiche meccaniche e morfologiche del terreno.

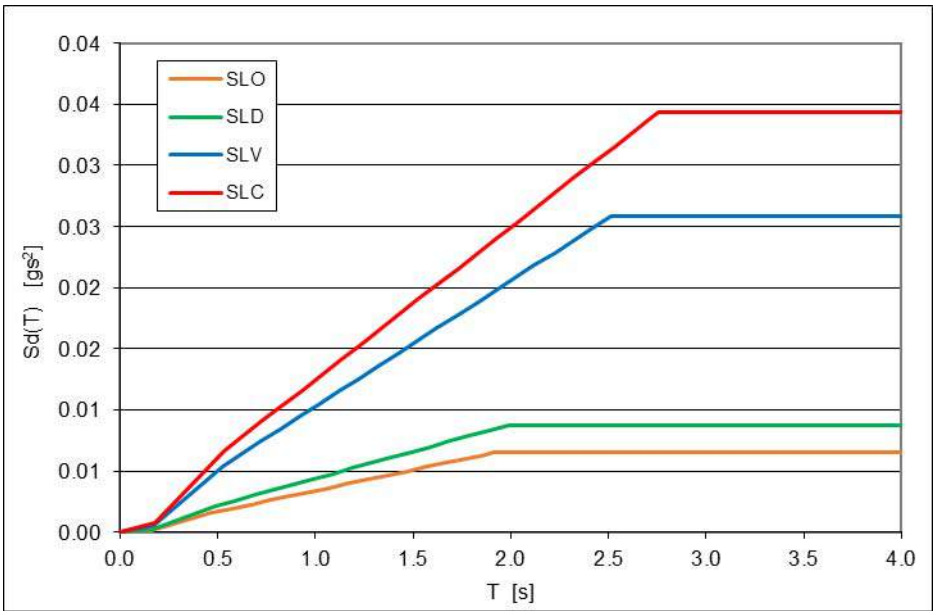
Nel caso in esame si ottengono i valori e gli spettri di progetto per smorzamento del 5% riportati nelle tabelle e nei grafici che seguono.

		SL	SL	SL	SL
a	*g*	0.07	0.09	0.22	0.28
F	-	2.44	2.44	2.50	2.53
Tc	*s*	0.30	0.31	0.35	0.36
S	-	1.50	1.50	1.35	1.26
C	-	1.56	1.53	1.48	1.47
St	-	1.00	1.00	1.00	1.00
q	-	1.00	1.00	1.00	1.00
S	-	1.50	1.50	1.35	1.26
η	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Tb	*s*	0.15	0.16	0.17	0.17
Tc	*s*	0.47	0.48	0.52	0.53
Td	*s*	1.91	1.98	2.51	2.75

Parametri caratteristici degli spettri

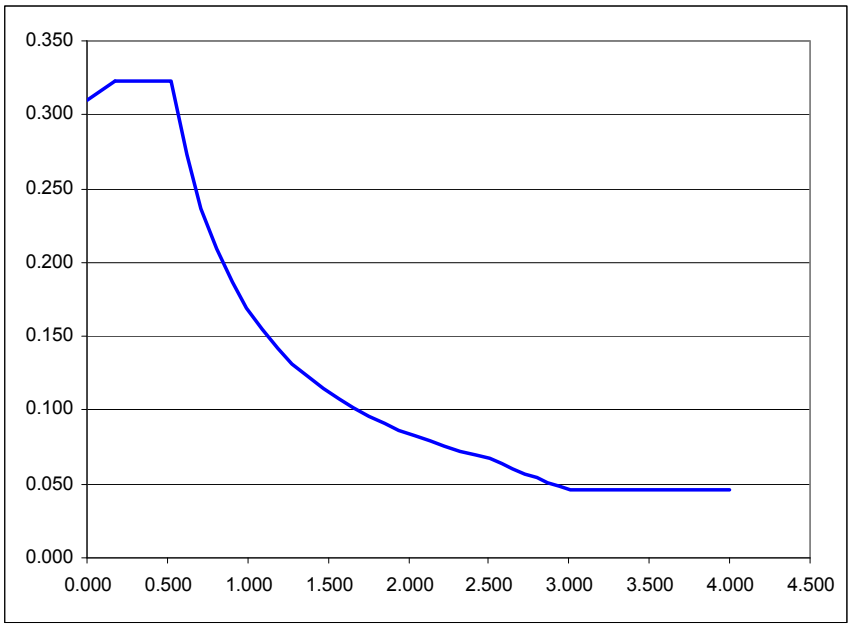


Spettri di progetto in pseudo-accelerazione



Spettri di progetto in spostamenti

Per un possibile utile confronto con il valore di accelerazione utilizzata nel progetto originario (vedi indagine storico-critica), si riporta lo spettro anelastico allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, valutato per un coefficiente di struttura q=3x0.8=2.4 (costruzione irregolare con moderata duttilità).



Spettri di progettoSLV per q=2.4

8 RISPOSTA SISMICA

8.1 Modello strutturale

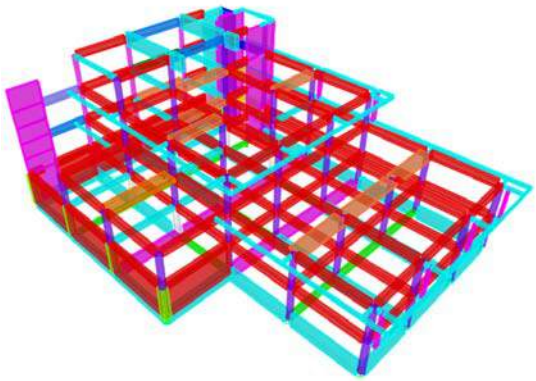
Per lo studio della risposta strutturale della costruzione sono stati predisposti modelli separati per i singoli corpi. Le osservazioni precedenti sui giunti e sulla loro efficacia hanno suggeriti di sviluppare un ulteriore modello di confronto considerando la risposta complessiva dell'insieme nel caso di corpi solidali. Il modello a corpi collegati può fornire anche utili indicazioni per I progetto di interventi di miglioramento delle prestazioni sismiche che prevedano una solidarizzazione delle parti.

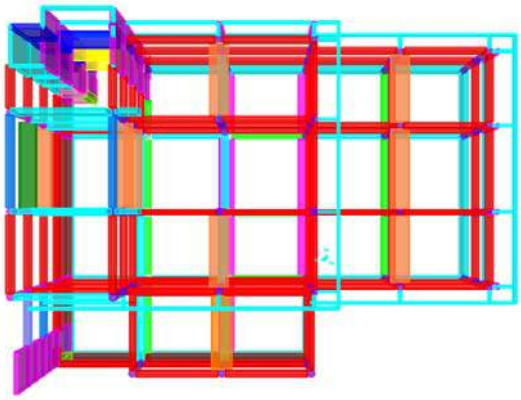
Le caratteristiche dinamiche generali sono state analizzate mediante analisi modale.

La risposta per azioni sismiche di modesta intensità, come quelle previste per lo studio dello Stato Limite di Danno (SLD) e la risposta agli accelerogrammi registrati nella sequenza del 2016, è stata studiata adottando un modello lineare con modulo elastico ridotto al 75% per tener conto della parziale fessurazione delle sezioni.

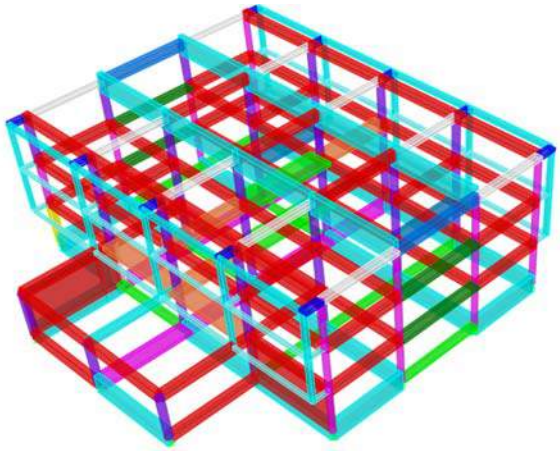
La risposta per azioni sismiche di forte intensità (SLV) e la capacità prestazionale massima della costruzione sono state determinate mediante analisi statica non lineare, descrivendo il comportamento post-elastico dei meccanismi duttili. I meccanismi fragili sono stati controllati a posteriori, sulla base delle azioni interne misurate.

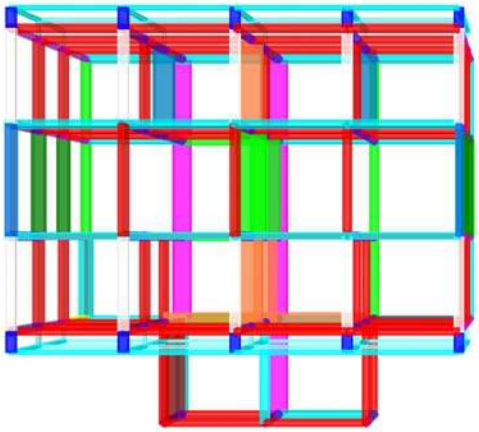
Si è adottato un modello agli elementi finiti, descrivendo travi e pilastri mediante elementi monodimensionali; il comportamento dei solai sul proprio piano è descritto da diaframmi rigidi.



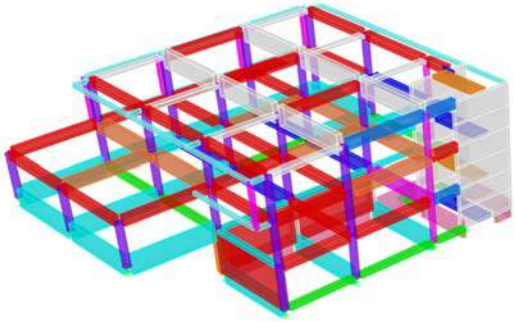


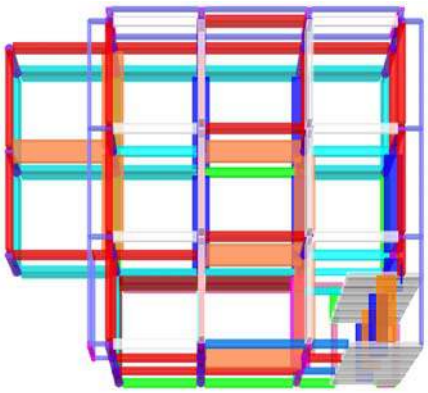
Corpo A



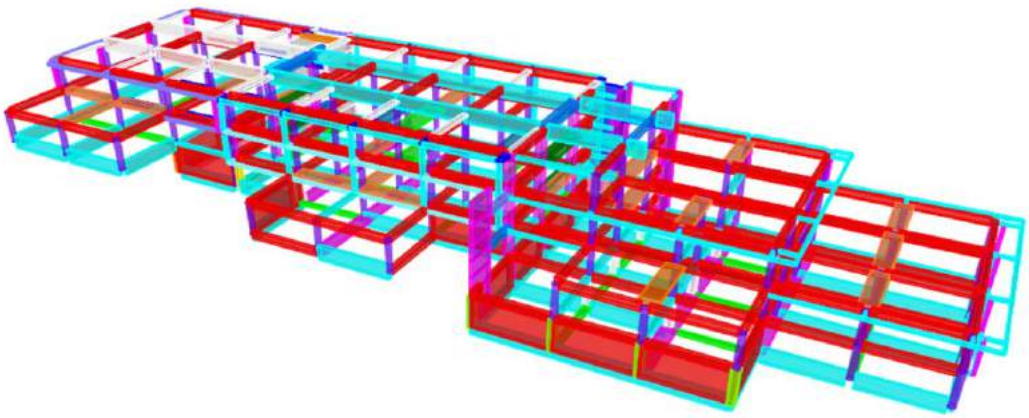


Corpo B





Corpo C



Vista assonometrica del modello FEM a blocchi A, B, C collegati

8.2 Analisi modale

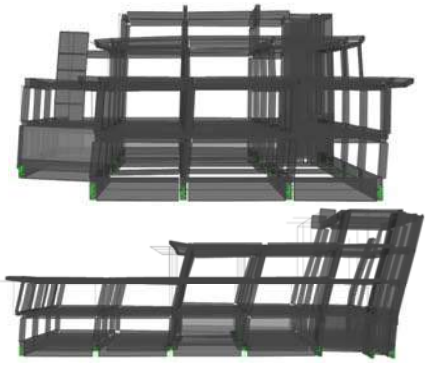
In questa sezione sono descritte le caratteristiche dinamiche proprie dei tre blocchi dell'edificio scolastico in esame. Per ciascuno di essi si riportano i primi quattro periodi di vibrazione e la deformante modali (una vista in pianta e due viste prospettiche dei piani XZ e YZ). Si riportano inoltre le tabelle di sintesi con l'indicazione delle masse partecipanti (del singolo modo e cumulate) associate ai modi di vibrare significativi dei tre edifici.

Si esaminano separatamente i tre edifici:

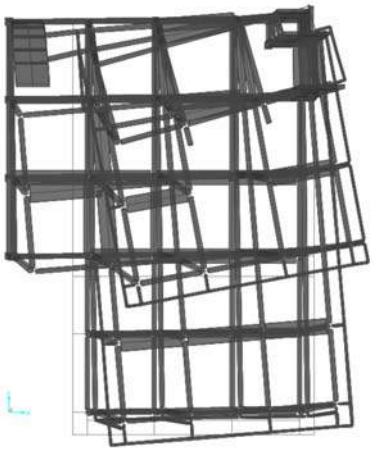
8.2.1 Blocco A

L'edificio A presenta un comportamento dinamico modale irregolare: il primo è principalmente traslazionale mentre i modi successivi presentano importanti accoppiamenti rotazionali. La presenza dei vani scala e ascensore in posizione eccentrica rispetto ai centri di massa di piano influenza notevolmente le proprietà dinamiche, comportando le asimmetrie e gli accoppiamenti traslazionali e rotazionali detti sopra. Le caratteristiche suddette sono osservabili graficamente nelle figure seguenti, e sono confermate dai valori delle masse partecipanti riportati in tabella.

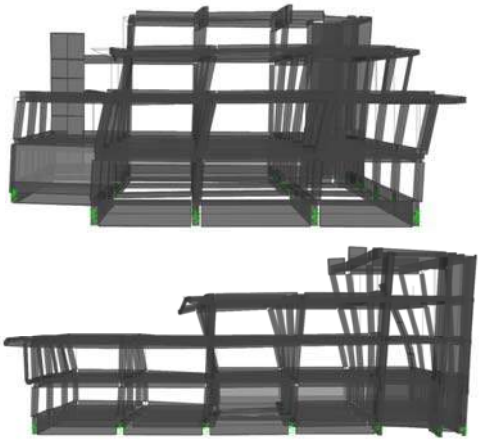
Modo 1 (T = 0.317 s) – vista in pianta XY



Modo 1 (T = 0.317 s) – viste XZ e YZ

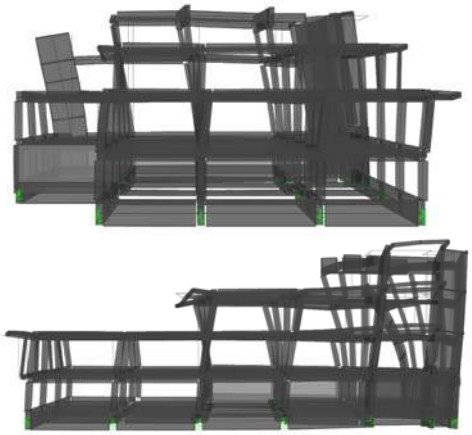


Modo 2 (T = 0.257 s) – vista in pianta XY

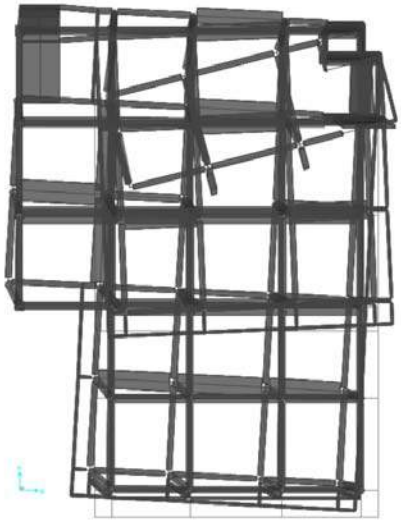


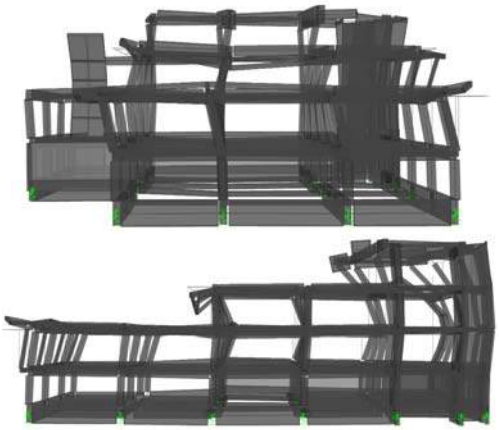
Modo 2 (T = 0.257 s) – viste XZ e YZ

Modo 3 (T = 0.182 s) – vista in pianta XY



Modo 3 (T = 0.182 s) – viste XZ e YZ





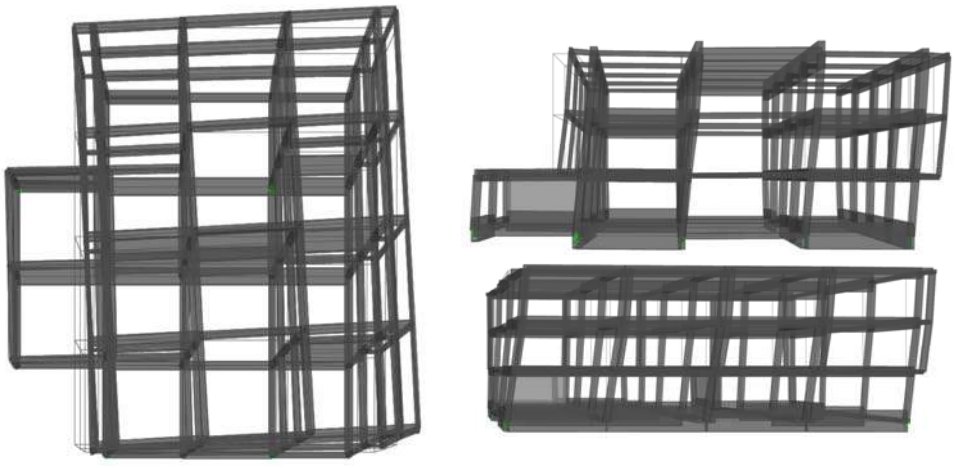
Modo 4 (T = 0.134 s) – vista in pianta XY Modo 4 (T = 0.134 s) – viste XZ e YZ

Tabella Masse Partecipanti

Modo [-]	*T* [s]	M_{part} *X* [-]	M_{part} *Y* [-]	M_{part} *Z* [-]	$\sum M_{part}$ *X* [-]	$\sum M_{part}$ *Y* [-]	$\sum M_{part}$ *Z* [-]
1	0.317	0.03941	0.54781	0.0213	0.03941	0.54781	0.0213
2	0.257	0.43215	0.0098	0.11686	0.47156	0.5576	0.13816
3	0.182	0.14058	0.01149	0.34681	0.61214	0.5691	0.48497
4	0.134	0.01236	0.08672	0.04951	0.6245	0.65582	0.53448
5	0.117	0.03131	0.0203	0.02132	0.65581	0.67612	0.5558
6	0.114	0.02466	0.0199	0.01497	0.68047	0.69602	0.57077

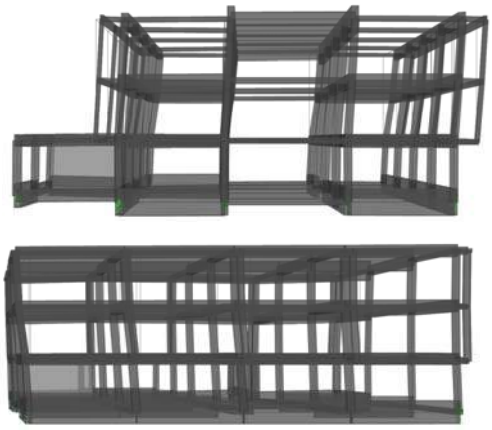
8.2.2 Blocco B

L'edificio B presenta un comportamento dinamico modale irregolare: i primi due modi di vibrare sono traslazionali accoppiati XY; il terzo è un modo traslazionale in Y con componente rotazionale, ed anche i successivi modi superiori manifestano accoppiamenti significativi. Le caratteristiche suddette sono osservabili graficamente nelle figure seguenti, e sono confermate dai valori delle masse partecipanti riportati in tabella.

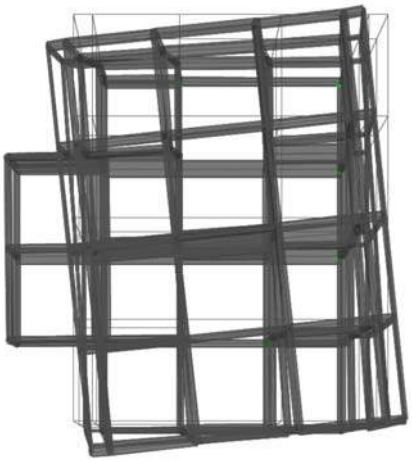


Modo 1 (T = 0.488 s) – vista in pianta XY Modo 1 (T = 0.488 s) – viste XZ e YZ

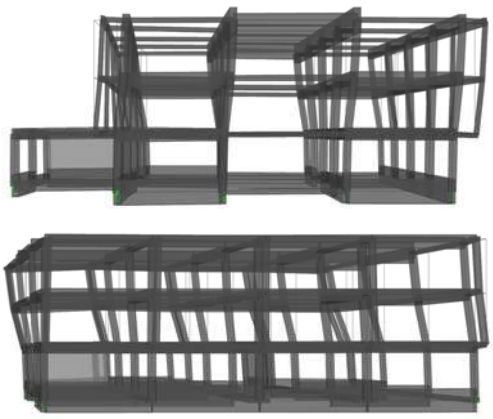
Modo 2 (T = 0.400 s) – vista in pianta XY



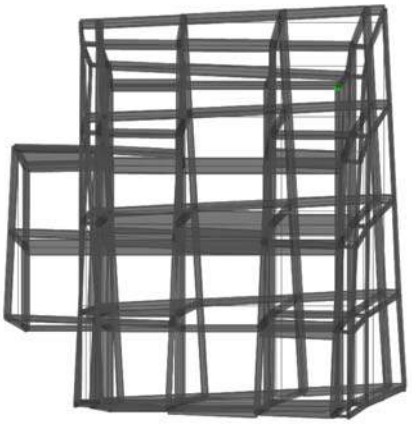
Modo 2 (T = 0.400 s) – viste XZ e YZ



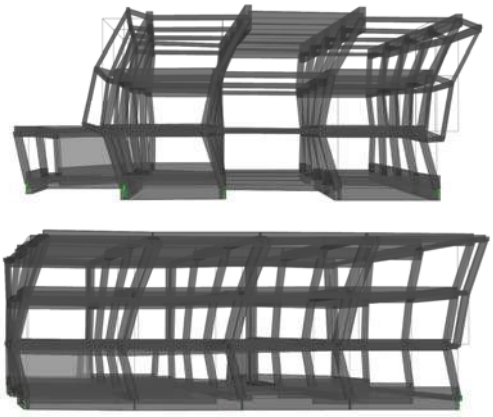
Modo 3 (T = 0.352 s) – vista in pianta XY



Modo 3 (T = 0.352 s) – viste XZ e YZ



Modo 4 (T = 0.172 s) – vista in pianta XY



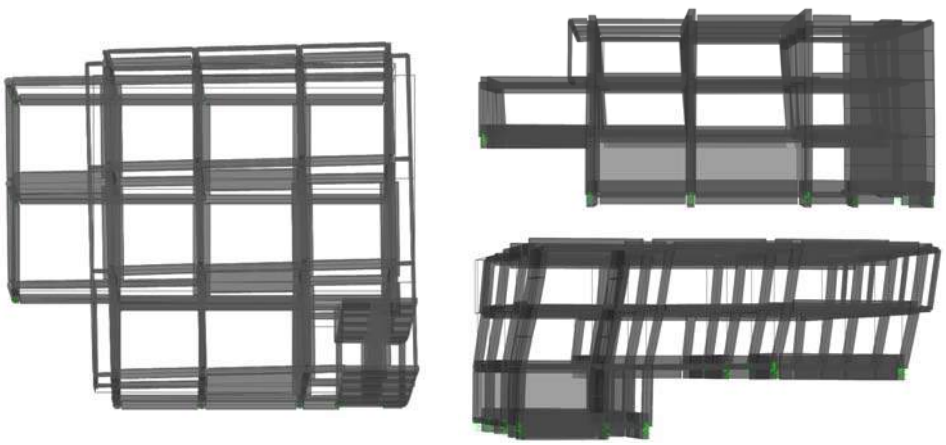
Modo 4 (T = 0.172 s) – viste XZ e YZ

Tabella Masse Partecipanti

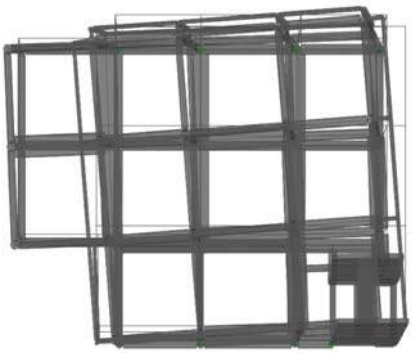
Modo [-]	T [s]	Mpart X [-]	Mpart Y [-]	Mpart Z [-]	∑Mpart X [-]	∑Mpart Y [-]	∑Mpart Z [-]
1	0.488	0.31207	0.20942	0.33629	0.31207	0.20942	0.33629
2	0.400	0.36738	0.23742	0.11582	0.67946	0.44684	0.45211
3	0.352	0.01386	0.29324	0.28287	0.69331	0.74008	0.73498
4	0.172	0.09819	0.00434	0.03055	0.7915	0.74443	0.76554
5	0.142	0.06264	0.03857	0.03991	0.85414	0.78299	0.80545
6	0.123	0.00187	0.08127	0.05849	0.85602	0.86427	0.86394

8.2.3 Blocco C

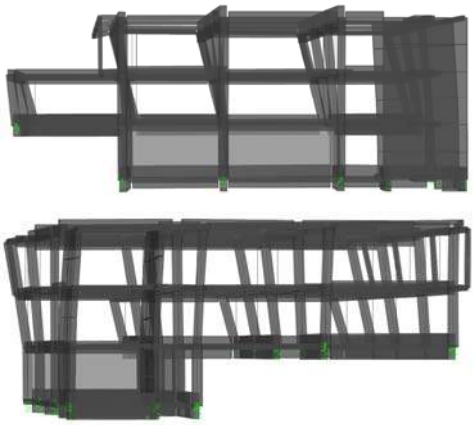
Anche l'edificio C presenta un comportamento dinamico modale irregolare: il primo modo di vibrare è traslazionale in direzione Y con un leggero accoppiamento in X; il secondo modo è traslazionale in direzione X (sempre con accoppiamento XY); il terzo modo è roto-traslazionale in direzione X, e i successivi modi superiori continuano a manifestare accoppiamenti roto-traslazionali. La presenza del vano scala in posizione eccentrica rispetto ai centri di massa di piano influenza notevolmente le proprietà dinamiche, comportando le asimmetrie e gli accoppiamenti traslazionali e rotazionali detti sopra. Le caratteristiche suddette sono osservabili graficamente nelle figure seguenti, e sono confermate dai valori delle masse partecipanti riportati in tabella.



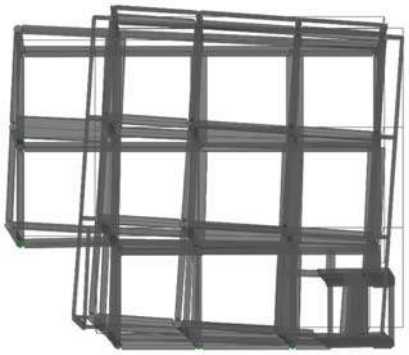
Modo 1 (T = 0.335 s) – vista in pianta XY



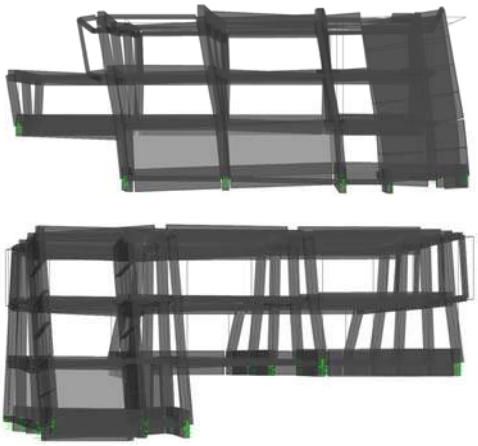
Modo 1 (T = 0.335 s) – viste XZ e YZ



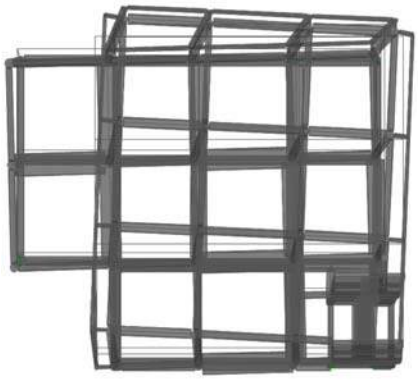
Modo 2 (T = 0.277 s) – vista in pianta XY



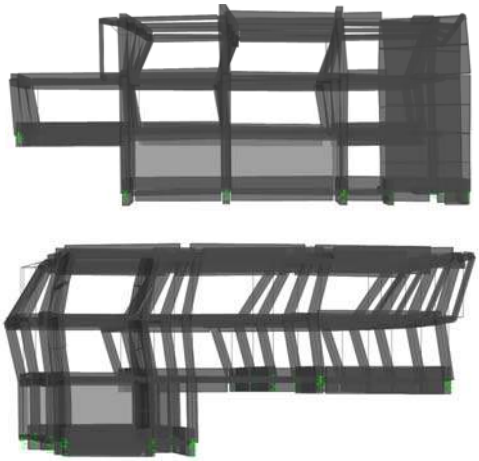
Modo 2 (T = 0.277 s) – viste XZ e YZ



Modo 3 (T = 0.184 s) – vista in pianta XY



Modo 3 (T = 0.1844 s) – viste XZ e YZ



Modo 4 (T = 0.116 s) – vista in pianta XY

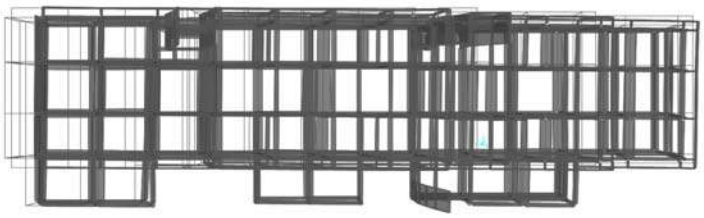
Modo 4 (T = 0.116 s) – viste XZ e YZ

Tabella Masse Partecipanti

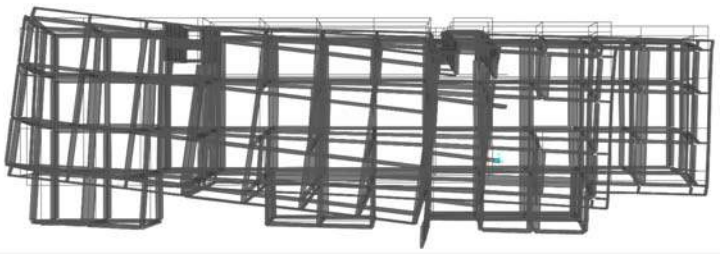
Modo [-]	T [s]	M_{part} X [-]	M_{part} Y [-]	M_{part} Z [-]	$\sum M_{part}$ X [-]	$\sum M_{part}$ Y [-]	$\sum M_{part}$ Z [-]
1	0.336	0.01872	0.68062	0.06618	0.01872	0.68062	0.06618
2	0.278	0.33979	0.06497	0.37167	0.3585	0.74559	0.43784
3	0.186	0.39513	0.00354	0.36932	0.75363	0.74913	0.80716
4	0.116	0.02016	0.03896	0.01399	0.77379	0.78809	0.82115
5	0.109	0.03714	0.01764	0.03546	0.81093	0.80573	0.85661
6	0.086	0.00026	0.00018	0.00025	0.81119	0.8059	0.85687

8.2.4 Modello a blocchi collegati

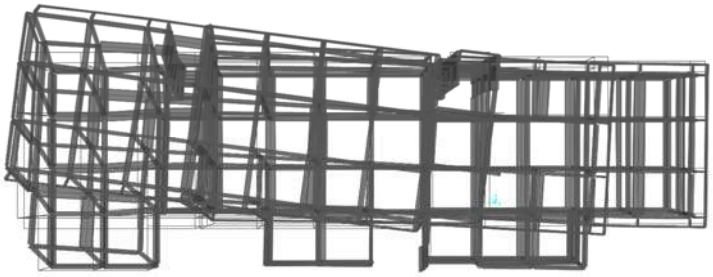
L'edificio, nella configurazione collegata, presenta un comportamento dinamico più regolare di quello dei singoli blocchi. Sono comunque presenti accoppiamenti tra gli spostamenti nella direzione corta e la rotazione, dovuti principalmente alle diverse quote di imposta dei corpi. Le caratteristiche suddette sono osservabili graficamente nelle figure seguenti, e sono confermate dai valori delle masse partecipanti riportati in tabella.



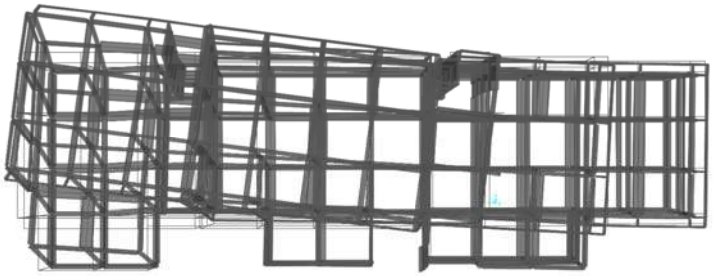
Modo 1 (T = 0.312 s) – vista in pianta XY



Modo 2 (T = 0.269 s) – vista in pianta XY



Modo 3 (T = 0.244 s) – vista in pianta XY



Modo 4 (T = 0.169 s) – vista in pianta XY

Tabella Masse Partecipanti oltre al 60% di partecipazione modale X e Y

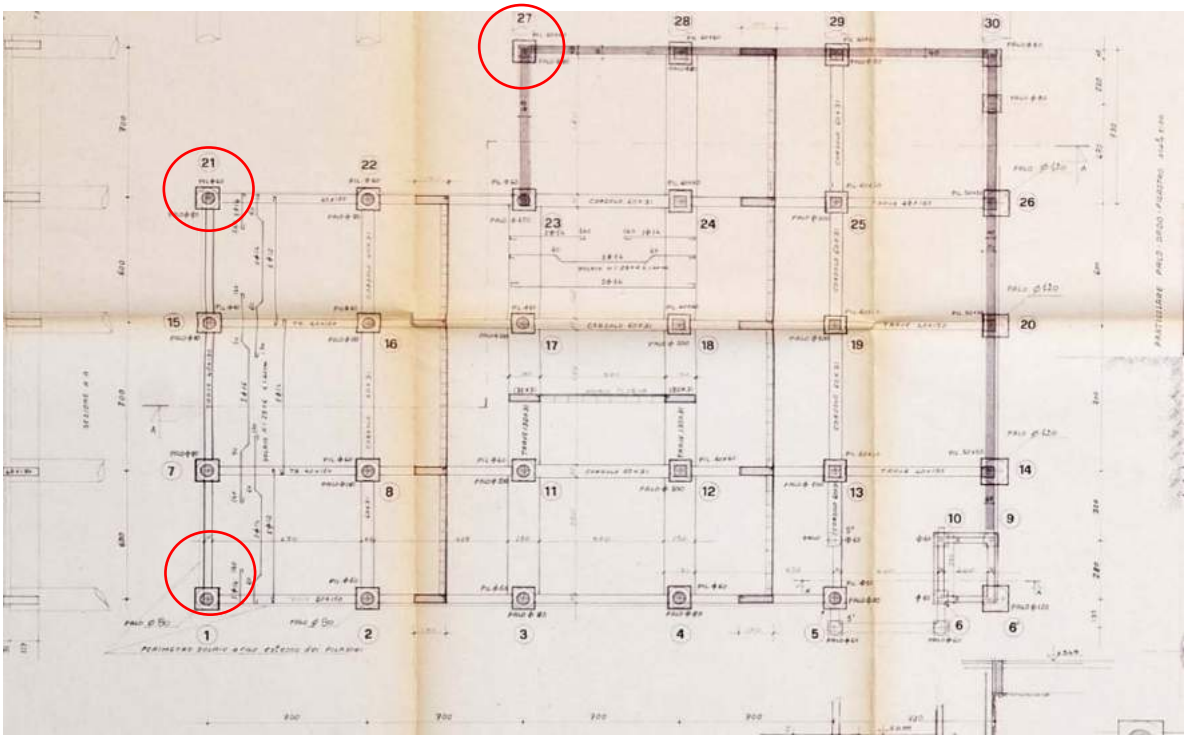
Modo [-]	T [s]	M_{part} X [-]	M_{part} Y [-]	M_{part} Z [-]	$\sum M_{part}$ X [-]	$\sum M_{part}$ Y [-]	$\sum M_{part}$ Z [-]
1	0.312	0.01179	0.52188	0.01567	0.01179	0.52188	0.01567
2	0.269	0.43877	0.00469	0.11635	0.45055	0.52657	0.13202
3	0.244	0.21176	0.00052	0.45192	0.66231	0.52708	0.58394
4	0.169	0.04006	0.00409	0.07476	0.70238	0.53117	0.65871
5	0.118	0.01492	0.12992	0.02548	0.7173	0.66109	0.68419
6	0.116	0.00094	0.00396	0.00083	0.71823	0.66506	0.68502

8.3 Stato Limite di Danno

Si esegue la verifica di deformabilità allo SLD verificando che l'entità degli spostamenti d'interpiano (drift) normalizzati (rispetto all'altezza d'interpiano) sulle pilastrate evidenziate nelle carpenterie tipo (i più deformabili e suscettibili agli accoppiamenti torsionali per collocazione planimetrica) siano inferiori al limite fissato dalle NTC-08 per edifici in c.a. con tamponature ordinarie non collaboranti, ovvero 0.5% dell'altezza interpiano. I drift d'interpiano sono stati calcolati mediante analisi dinamica lineare con spettri di risposta elastici nelle due direzioni orizzontali (combinazioni SLD_X con Spettro X + 0.30 Spettro Y e SLD_Y con Spettro Y + 0.30 Spettro X).

8.3.1 Blocco A

Le pilastrate analizzate sono quelle evidenziate in figura.



Individuazione elementi strutturali Blocco A per le verifiche allo SLD

Pilastro P-01

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.002373	0.001476	0.069	0.043	0.081	**SI**
2	3.45	0.007811	0.004262	0.158	0.081	0.177	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.002424	0.002047	0.070	0.059	0.092	**SI**
2	3.45	0.005147	0.006805	0.079	0.138	0.159	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (0.3X 1.0Y)

Pilastro P-21

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.002373	0.000429	0.069	0.012	0.070	**SI**
2	3.45	0.007811	0.003268	0.158	0.082	0.178	**SI**

Verifica allo SLD P-21 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.002158	-0.000945	0.063	0.027	0.068	**SI**
2	3.45	-0.004794	-0.005547	0.076	0.133	0.154	**SI**

Verifica allo SLD P-21 (0.3X 1.0Y)

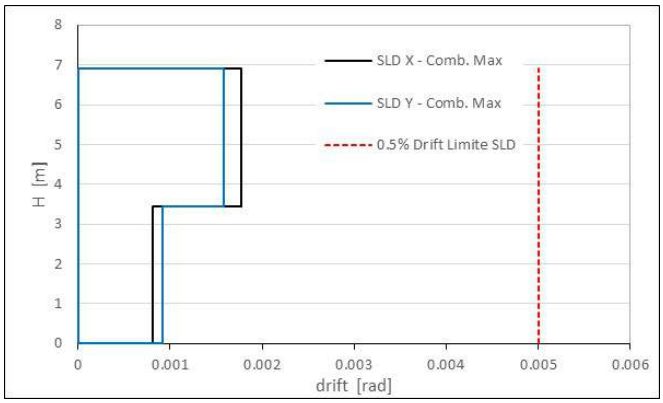
Pilastro P-27

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.00065	-0.000174	0.019	0.005	0.020	**SI**
2	3.45	-0.001441	-0.000462	0.023	0.008	0.024	**SI**
3	3.45	-0.005021	-0.004385	0.104	0.114	0.154	**SI**

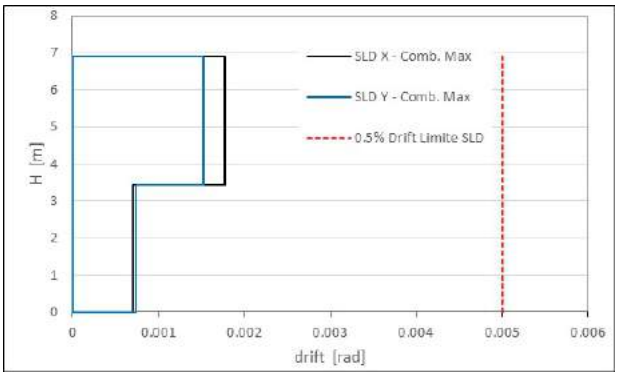
Verifica allo SLD P-27 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.000643	-0.000252	0.019	0.007	0.020	**SI**
2	3.45	-0.001398	-0.000647	0.022	0.011	0.025	**SI**
3	3.45	-0.003298	-0.005509	0.055	0.141	0.151	**SI**

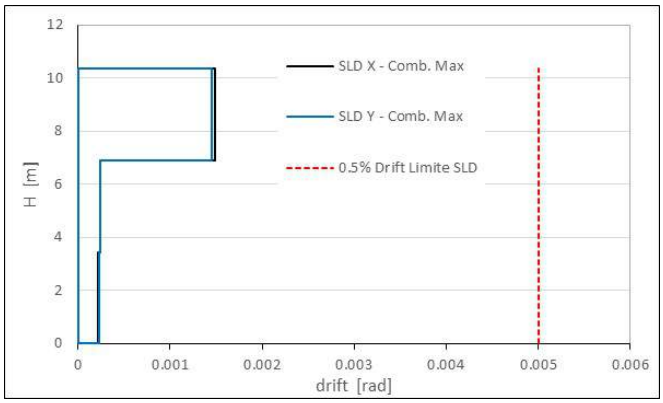
Verifica allo SLD P-27 (0.3X 1.0Y)



Pilastro P-01



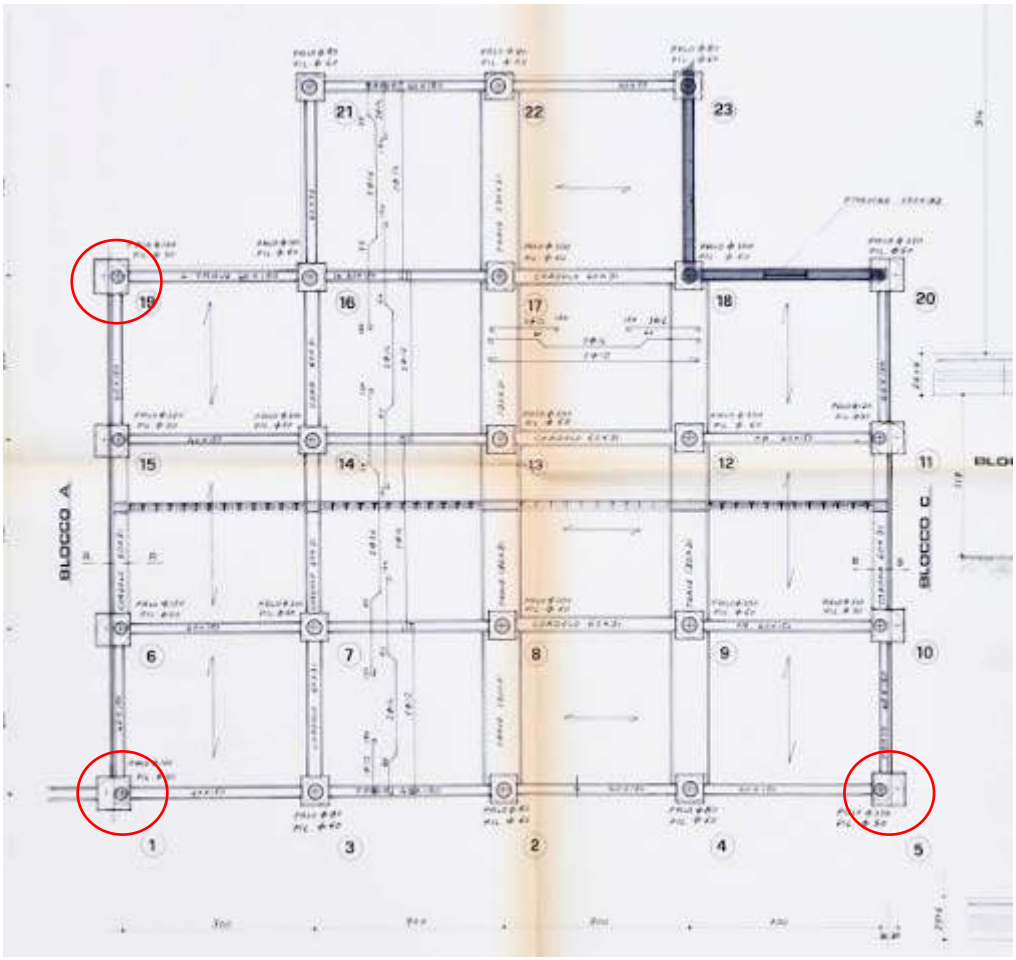
Pilastro P-21



Pilastro P-27

8.3.2 Blocco B

Le pilastrate analizzate sono quelle evidenziate in figura.



Individuazione elementi strutturali Blocco B per le verifiche allo SLD

Pilastro P-01

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.010695	0.009283	0.310	0.269	0.410	**SI**
2	3.45	0.024125	0.018955	0.389	0.280	0.480	**SI**
3	3.45	0.032638	0.023117	0.247	0.121	0.275	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.009677	0.009055	0.280	0.262	0.384	**SI**
2	3.45	0.021691	0.018825	0.348	0.283	0.449	**SI**
3	3.45	0.029163	0.022934	0.217	0.119	0.247	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (0.3X 1.0Y)

Pilastro P-05

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.005123	0.009283	0.148	0.269	0.307	**SI**
2	3.45	0.016563	0.018955	0.332	0.280	0.434	**SI**
3	3.45	0.023714	0.023117	0.207	0.121	0.240	**SI**

Verifica allo SLD P-05 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.004871	0.009055	0.141	0.262	0.298	**SI**
2	3.45	0.014878	0.018825	0.290	0.283	0.405	**SI**
3	3.45	0.020997	0.022934	0.177	0.119	0.214	**SI**

Verifica allo SLD P-05 (0.3X 1.0Y)

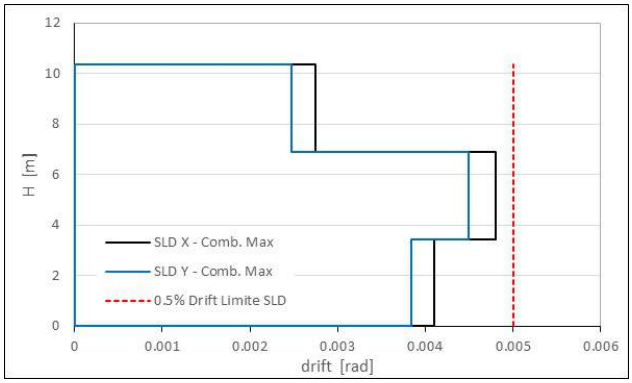
Pilastro P-19

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.010695	0.002094	0.310	0.061	0.316	**SI**
2	3.45	0.024125	0.006793	0.389	0.136	0.412	**SI**
3	3.45	0.032638	0.008936	0.247	0.062	0.254	**SI**

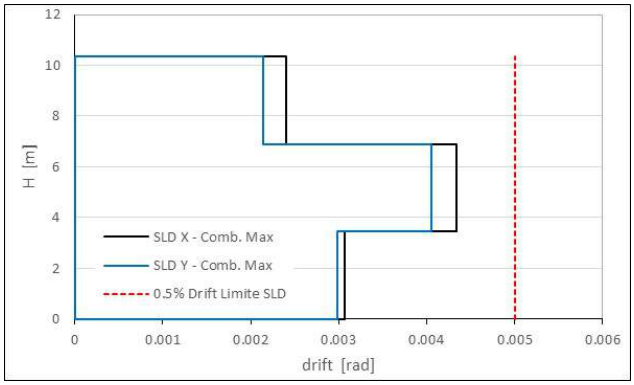
Verifica allo SLD P-19 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.009677	0.002801	0.280	0.081	0.292	**SI**
2	3.45	0.021691	0.011692	0.348	0.258	0.433	**SI**
3	3.45	0.029163	0.01582	0.217	0.120	0.247	**SI**

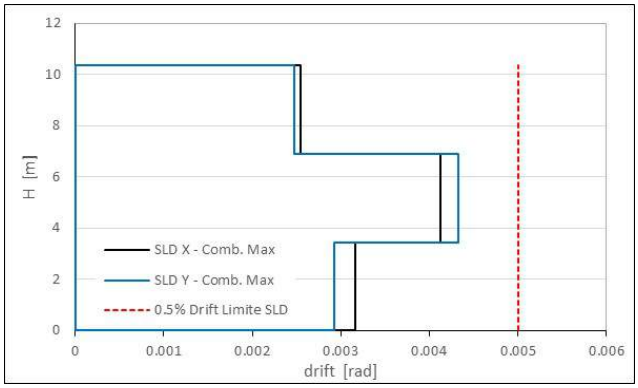
Verifica allo SLD P-19 (0.3X 1.0Y)



Pilastro P-01



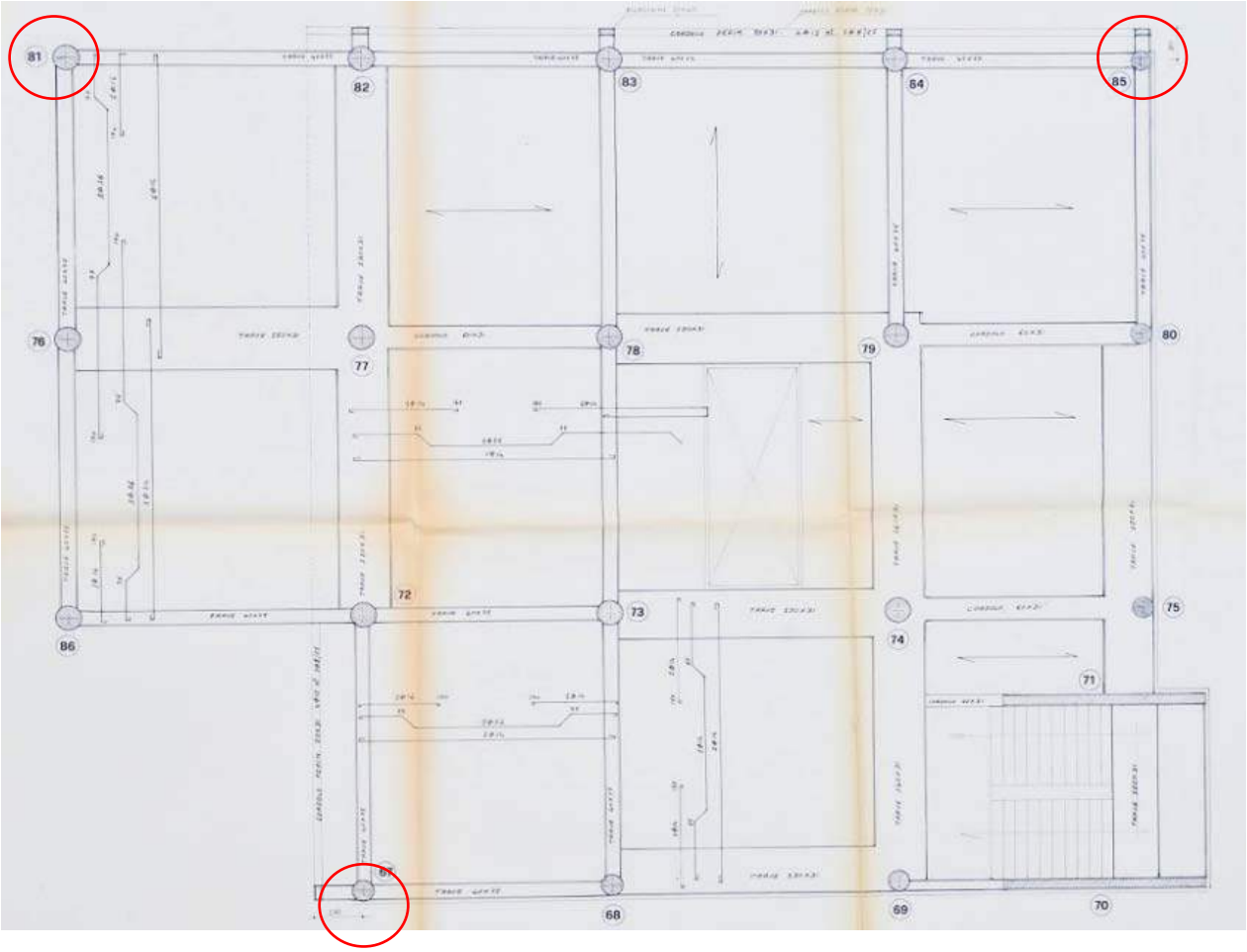
Pilastro P-05



Pilastro P-19

8.3.3 Blocco C

Le pilastrate analizzate sono quelle evidenziate in figura.



Individuazione elementi strutturali Blocco C per le verifiche allo SLD

Pilastro P-67

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001083	-0.000348	0.031	0.010	0.033	**SI**
2	3.45	-0.002861	-0.004642	0.052	0.124	0.135	**SI**
3	3.45	-0.004728	-0.008399	0.054	0.109	0.122	**SI**

Verifica allo SLD P-67 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.000608	-0.000141	0.018	0.004	0.018	**SI**
2	3.45	-0.00164	-0.006928	0.030	0.197	0.199	**SI**
3	3.45	-0.002709	-0.011475	0.031	0.132	0.135	**SI**

Verifica allo SLD P-67 (0.3X 1.0Y)

Pilastro P-81

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.005559	0.006436	0.161	0.187	0.247	**SI**

Verifica allo SLD P-81 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.004469	0.007054	0.130	0.204	0.242	**SI**

Verifica allo SLD P-81 (0.3X 1.0Y)

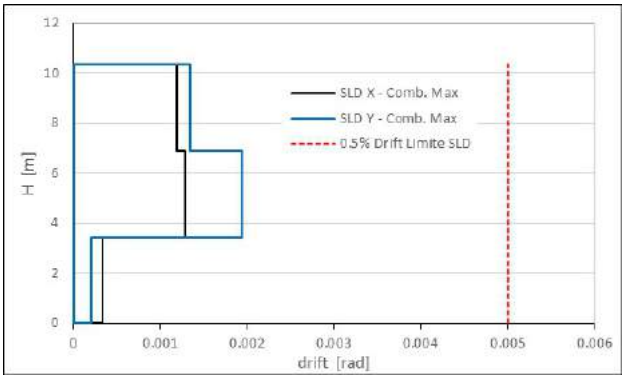
Pilastro P-85

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.005559	0.004571	0.161	0.132	0.209	**SI**
2	3.45	0.01086	0.008006	0.154	0.100	0.183	**SI**

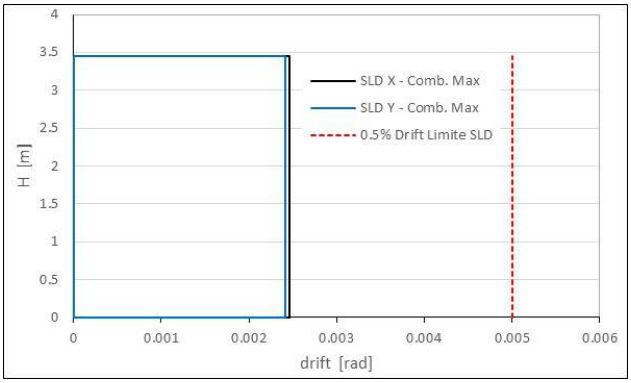
Verifica allo SLD P-85 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.00398	-0.009706	0.115	0.281	0.304	**SI**
2	3.45	-0.00798	-0.015987	0.116	0.182	0.216	**SI**

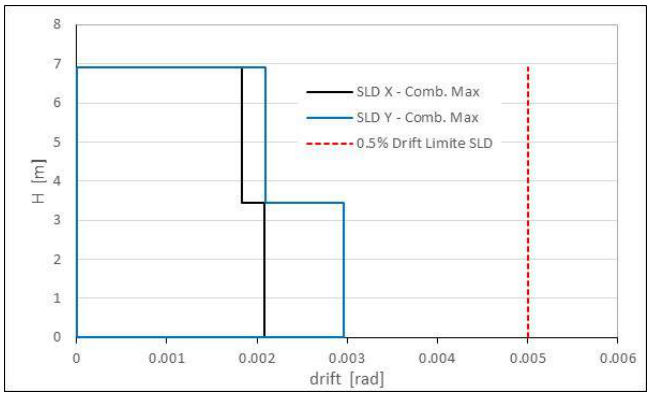
Verifica allo SLD P-85 (0.3X 1.0Y)



Pilastro P-67



Pilastro P-81



Pilastro P-85

8.3.4 Corpi collegati

Si riportano i valori numerici degli spostamenti di interpiano delle stesse pilastrate prese in esame nell'analisi a corpi separati.

Corpo A-Pilastro P-01

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001928	-0.000754	0.056	0.022	0.060	**SI**
2	3.45	-0.00656	-0.001528	0.134	0.022	0.136	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001325	-0.000657	0.038	0.019	0.043	**SI**
2	3.45	-0.004495	-0.002217	0.092	0.045	0.102	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (0.3X 1.0Y)

Corpo A-Pilastro P-21

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001928	-0.000164	0.056	0.005	0.056	**SI**
2	3.45	-0.00656	-0.000942	0.134	0.023	0.136	**SI**

Verifica allo SLD P-21 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001325	-0.000217	0.038	0.006	0.039	**SI**
2	3.45	-0.004495	-0.00124	0.092	0.030	0.097	**SI**

Verifica allo SLD P-21 (0.3X 1.0Y)

Corpo A-Pilastro P-27

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001483	-0.000296	0.043	0.009	0.044	**SI**
2	3.45	-0.005328	-0.001302	0.111	0.029	0.115	**SI**

Verifica allo SLD P-27 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.000996	-0.0002	0.029	0.006	0.029	**SI**
2	3.45	-0.003499	-0.001089	0.073	0.026	0.077	**SI**

Verifica allo SLD P-27 (0.3X 1.0Y)

Corpo B-Pilastro P-01

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.01056	-0.006537	0.306	0.189	0.360	**SI**
2	3.45	-0.00341	-0.001524	0.207	0.145	0.253	**SI**
3	3.45	-0.007295	-0.004102	0.113	0.075	0.135	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.006108	-0.012001	0.177	0.348	0.390	**SI**
2	3.45	-0.00211	-0.002207	0.116	0.284	0.307	**SI**
3	3.45	-0.004184	-0.007617	0.060	0.157	0.168	**SI**

Verifica allo SLD P-01 (0.3X 1.0Y)

Corpo B-Pilastro P-05

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.00701	-0.006537	0.203	0.189	0.278	**SI**
2	3.45	-0.001184	-0.001524	0.169	0.145	0.223	**SI**
3	3.45	-0.004349	-0.004102	0.092	0.075	0.118	**SI**

Verifica allo SLD P-5 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.002979	-0.012001	0.086	0.348	0.358	**SI**
2	3.45	-0.000629	-0.002207	0.068	0.284	0.292	**SI**
3	3.45	-0.001885	-0.007617	0.036	0.157	0.161	**SI**

Verifica allo SLD P-5 (0.3X 1.0Y)

Corpo B-Pilastro P-19

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.00341	-0.00094	0.099	0.027	0.103	**SI**
2	3.45	-0.007295	-0.004154	0.113	0.093	0.146	**SI**
3	3.45	-0.01056	-0.006588	0.095	0.071	0.118	**SI**

Verifica allo SLD P-19 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.00211	-0.001237	0.061	0.036	0.071	**SI**
2	3.45	-0.004184	-0.00688	0.060	0.164	0.174	**SI**
3	3.45	-0.006108	-0.010895	0.056	0.116	0.129	**SI**

Verifica allo SLD P-19 (0.3X 1.0Y)

Corpo C-Pilastro P-67

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001354	-0.000938	0.039	0.027	0.048	**SI**
2	3.45	-0.004041	-0.004154	0.078	0.093	0.121	**SI**
3	3.45	-0.006827	-0.006588	0.081	0.071	0.107	**SI**

Verifica allo SLD P-67 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.000599	-0.001232	0.017	0.036	0.040	**SI**
2	3.45	-0.001714	-0.006879	0.032	0.164	0.167	**SI**
3	3.45	-0.002866	-0.010895	0.033	0.116	0.121	**SI**

Verifica allo SLD P-67 (0.3X 1.0Y)

Corpo C-Pilastro P-81

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	0.003746	0.004541	0.109	0.132	0.171	**SI**

Verifica allo SLD P-81 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001654	-0.00677	0.048	0.196	0.202	**SI**

Verifica allo SLD P-81 (0.3X 1.0Y)

Corpo C-Pilastro P-85

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.003552	-0.004105	0.103	0.119	0.157	**SI**
2	3.45	-0.006578	-0.006537	0.088	0.070	0.113	**SI**

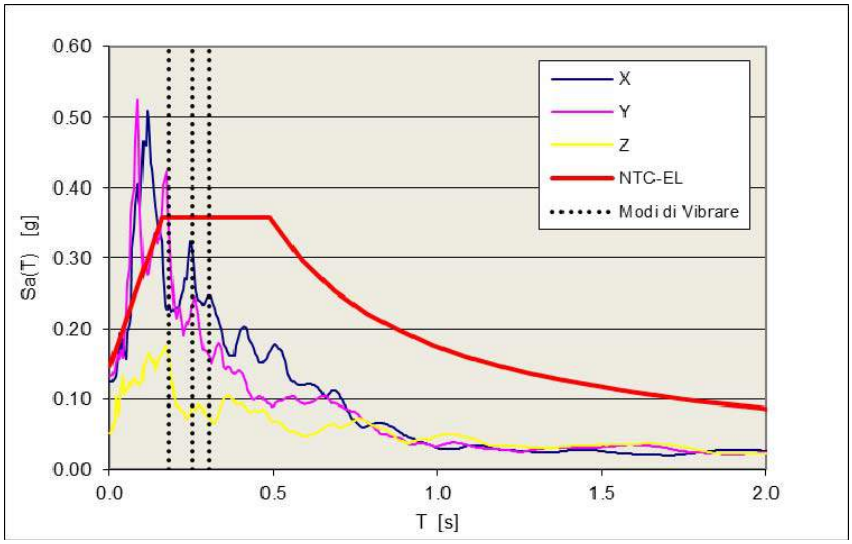
Verifica allo SLD P-85 (1.0X 0.3Y)

Piano [-]	Altezza Int. [m]	Spost. X [m]	Spost. Y [m]	Drift X [%]	Drift Y [%]	Drift Tot. [%]	Verifica [-]
1	3.45	-0.001654	-0.007623	0.048	0.221	0.226	**SI**
2	3.45	-0.002781	-0.012002	0.033	0.127	0.131	**SI**

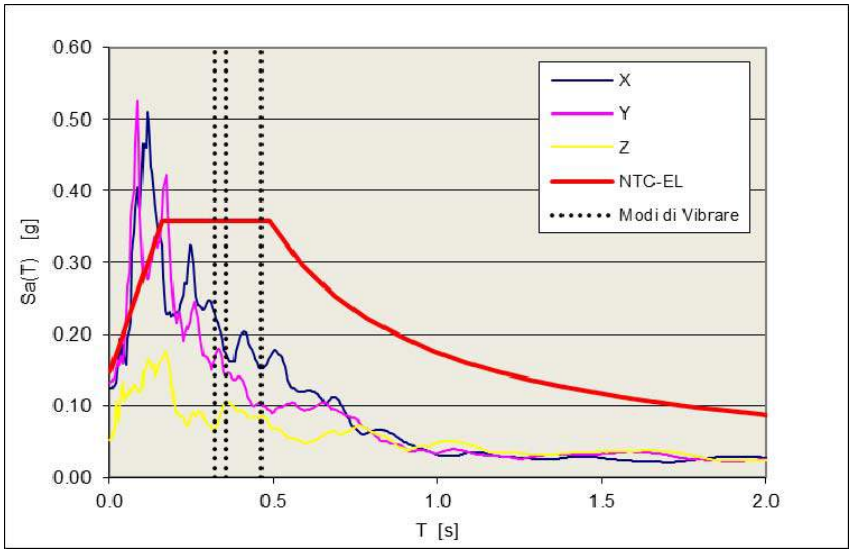
Verifica allo SLD P-85 (0.3X 1.0Y)

8.3.5 Confronto con evento del 30 ottobre 2016

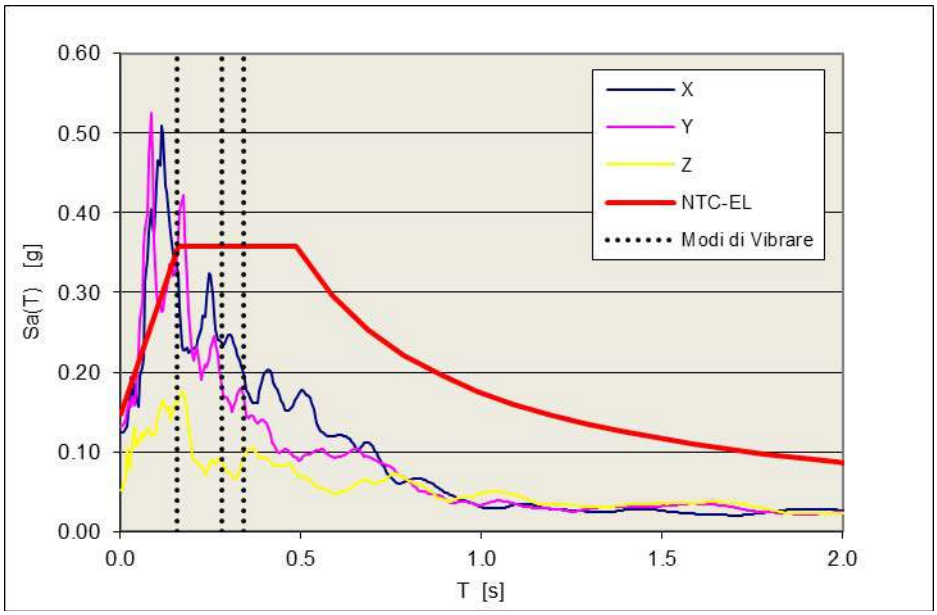
Si riporta il confronto tra lo spettro in pseduo-accelerazione di progetto allo SLD e lo spettro calcolato in base alla registrazione della stazione di Ascoli Piceno il 30 ottobre 2016, per un confronto. Nei grafici sono messi in evidenza i valori corrispondenti ai primi modi significativi di vibrare dei corpi A, B, C e del modello con corpi collegati.



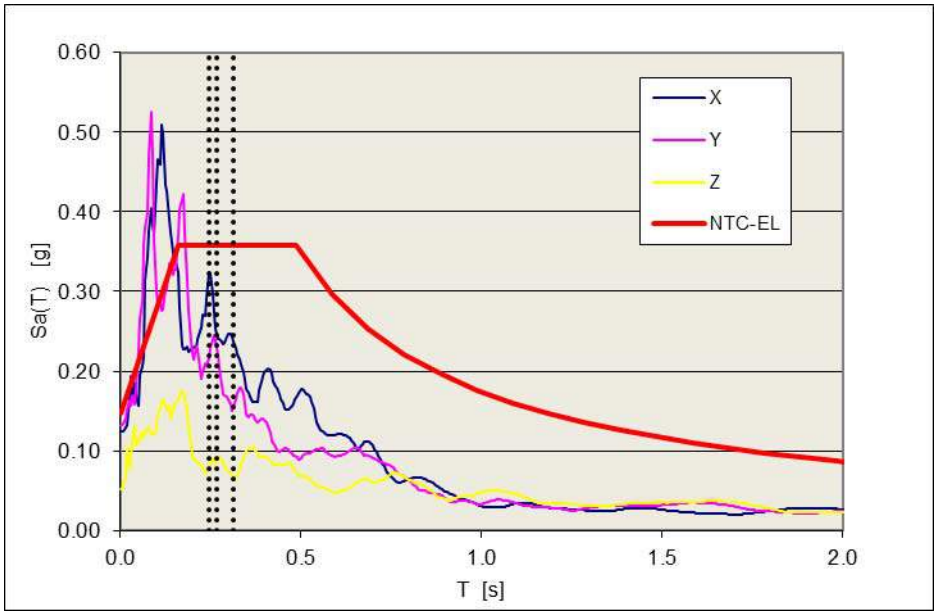
Corpo A



Corpo B



Corpo C



CorpI collegati

8.4 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

8.4.1 Meccanismi duttili

Si procede con le verifiche dei meccanismi duttili allo SLV in base ai risultati forniti dall'analisi statica non lineare (push-over). Per ciascun edificio costituente il plesso scolastico si esaminano due differenti condizioni di spinta:

profilo di forze proporzionale al primo modo efficace nella direzione in esame (X e Y separatamente), denominato PO-X/Y-mode;

profilo proporzionale alle masse di piano, denominato PO-X/Y-massa.

Ciascuna delle precedenti condizioni di spinta è analizzata con segno positivo (PO-X/Y-mode+, e PO-X/Y-massa+) e con segno negativo (PO-X/Y-mode-, e PO-X/Y-massa-). La verifica consiste, per ciascuna combinazione push-over, nel confrontare Capacità e Domanda in termini di spostamento; tale verifica si configura come controllo dei meccanismi di resistenza di tipo duttile, e si accompagna di conseguenza alle verifiche a taglio (meccanismi fragili) descritte nella successiva sezione della presente relazione. Le verifiche di seguito riportate sono state effettuate assumendo come Capacità del sistema allo SLV lo spostamento del punto di controllo corrispondente al passo di analisi che precede il raggiungimento del limite di rotazione alla corda previsto per lo SLV (vedi NTC-08). Ai fini della verifica si adotta il Metodo N2 proposto dalle NTC-08, che prevede la conversione della curva di capacità della struttura in una curva associata ad un sistema elasto-plastico equivalente, avente un solo Grado di Libertà (GdL). Ciascuna verifica si conclude con la definizione di un Indice di Rischio, come descritto nel Capitolo 1.2 (Obiettivi generali e criteri di calcolo) della presente relazione. Per ciascun blocco strutturale si riportano le verifiche relative alle condizione di spinta più gravosa. Nel caso del corpo B si osserva il raggiungimento del limite di duttilità per spinta in direzione X.

Nelle tabelle numeriche si indica con Γ il fattore di partecipazione modale, l'asterisco indica le caratteristiche dinamiche del sistema equivalente ad un grado di libertà, d_C e d_D. indicano la capacità e la domanda di spostamento.

Blocco A

PO-X-mode+

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.285	302976	1353.6	0.420	3.063	0.0547	0.0501	SI	1.0

PO-Y-mode+

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.377	370547	1107.2	0.343	3.389	0.0458	0.0407	SI	1.0

PO-X-mode-

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.285	272470	1353.6	0.443	3.006	0.0632	0.0537	SI	1.0

PO-Y-mode-

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.377	308297	1107.2	0.377	2.678	0.0465	0.0456	SI	1.0

Blocco B

PO-X-mode+

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.398	90773	942.9	0.640	1.747	0.0682	0.0904	**NO**	0.77

PO-Y-mode+

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.346	209948	811.4	0.391	3.663	0.0534	0.0481	SI	1.0

PO-X-mode-

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.398	112327	942.9	0.576	2.114	0.0670	0.0812	**NO**	0.83

PO-Y-mode-

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.346	186239	811.4	0.415	3.164	0.0526	0.0520	SI	1.0

Blocco C

PO-X-mode+

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.327	173018	584.8	0.365	2.495	0.0505	0.0402	SI	1.0

PO-Y-mode+

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.262	180481	654.6	0.378	3.299	0.0628	0.0410	SI	1.0

PO-X-mode-

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.327	167431	584.4	0.371	2.249	0.0477	0.0411	SI	1.0

PO-Y-mode-

Γ [-]	K* [kN/m]	m* [kNs^2/m]	T* [s]	μ_{SLV} [-]	d_C [m]	d_D [m]	Verifica [-]	I_R [-]
1.262	177577	654.6	0.381	3.365	0.0660	0.0414	SI	1.0

Indici di rischio

Caso di Spinta	Blocco A	Blocco B	Blocco C
	I_R duttili	I_R duttili	I_R duttili
modeX+	1.00	0.77	1.00
modeY+	1.00	1.00	1.00
modeX-	1.00	0.83	1.00
modeY-	1.00	1.00	1.00

8.4.2 Meccanismi fragili

Le condizioni più gravose per la verifica allo SLV riguardano la resistenza a taglio dei pilastri circolari.

Il calcolo del taglio resistente nelle sezioni circolari è stato effettuato seguendo l'approccio di Clarke e Birjandi (Eurocodice 8 parte 2). Nel caso delle sezioni circolari di diametro 50 cm nelle quali risulta negli esecutivi un passo delle staffe pari a 10 cm e nel caso delle sezioni circolari di diametro 60 cm nelle quali risulta negli esecutivi un passo delle staffe pari a 12 cm, si ottengono i tagli resistenti riportati in tabella. I valori sono stati calcolati per f_{ck} = 20 MPa (f_{cd} = 11 MPa), f_{yk} = 383 MPa (f_{yd} = 333 MPa), copriferro 6 cm (diametro gabbia 48 cm per diametro sezione 60 cm e 38 cm per diametro sezione 50 cm), inclinazione armature trasversali 90° e per due valori di inclinazione delle bielle compresse.

Le conseguenze in termini di sicurezza dovute alle incertezze sul posizionamento delle gabbie sono comprese nella scelta del fattore di confidenza, come illustrato nel capitolo specifico.

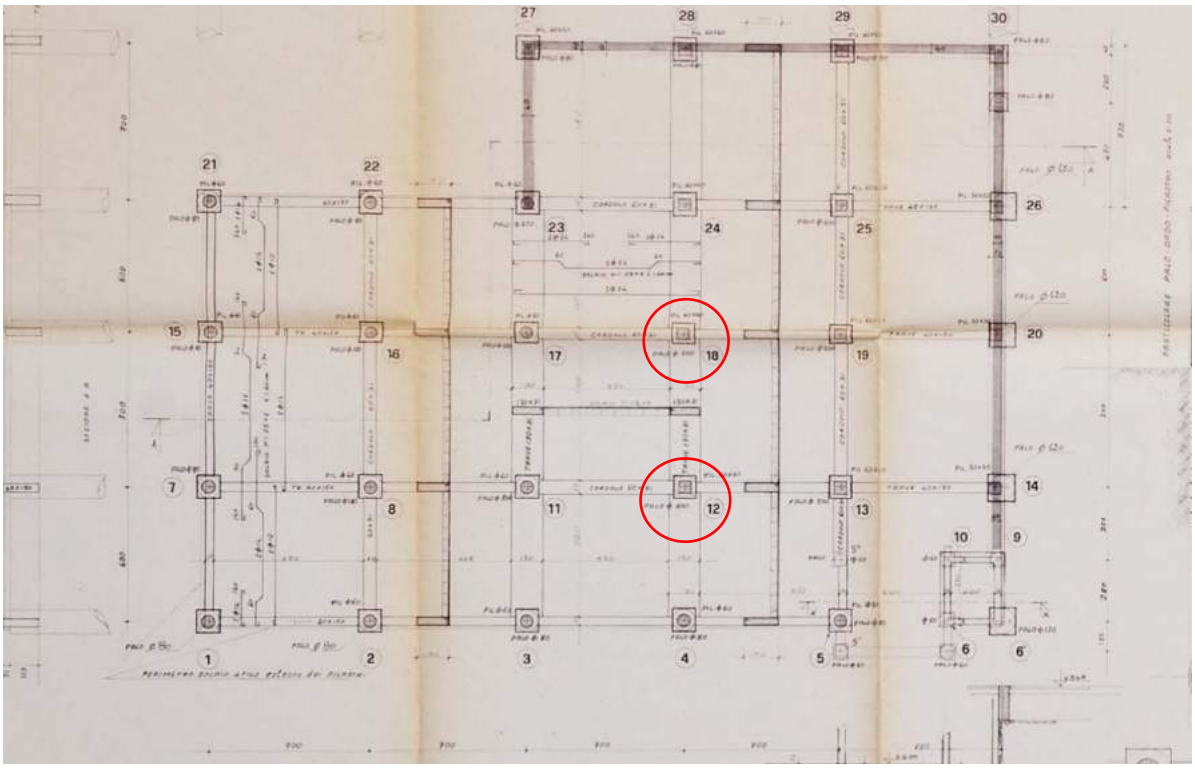
Sezione	Inclinazione bielle compresse [cotgθ]	V_{Rds} [kN]	$V_{Rc,max}$ [kN]
Circ. 60cm	1	113.80	583.70
Circ. 60cm	2	227.60	467.40
Circ. 50cm	1	111.90	398.30
Circ. 50cm	2	223.80	318.90

Per ciascun corpo si riportano i valori più rilevanti delle verifiche nei tra copri. Si adotta la numerazione delle carpenterie originali, riportate nel paragrafo sullo SLD. Nell'analisi si sono osservati valori di sollecitazione decisamente superiori a quelli corrispondenti a cotgθ=1. Nei diversi eventi non si sono osservate lesioni da taglio sui pilastri, suggerendo l'utilizzo del fattore cotgθ=2 per le verifiche di resistenza. In alcuni gruppi di pilastri la sollecitazione supera la resistenza di circa il 10%-20%. Questa rottura di tipo fragile impedisce lo svilupparsi dei meccanismi duttili e può determinare una riduzione importante dell'indice di rischio.

Indici di rischio

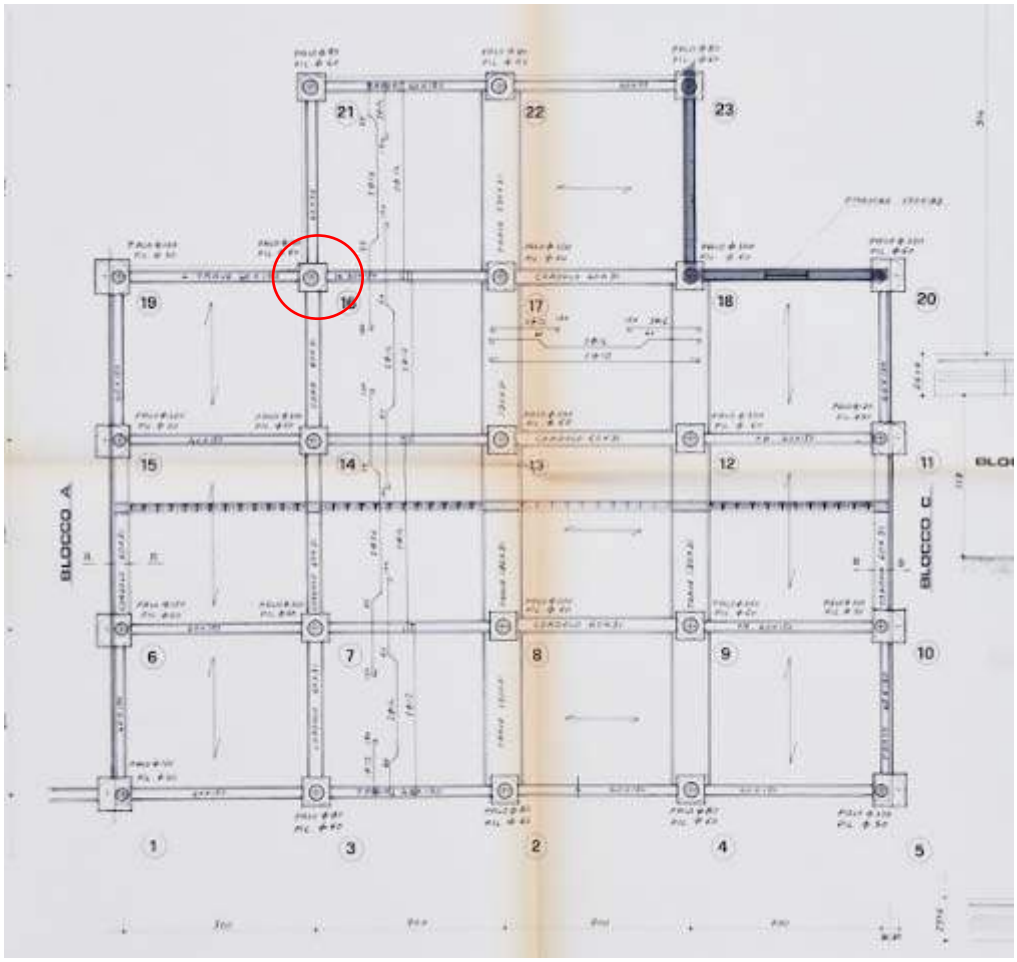
Caso di Spinta	Blocco A	Blocco B	Blocco C
	I_R fragili	I_R fragili	I_R fragili
modeX+	0.41	0.85	1.00
modeY+	0.41	0.35	0.63
modeX-	0.68	0.75	0.25
modeY-	0.45	0.32	0.62

Blocco A



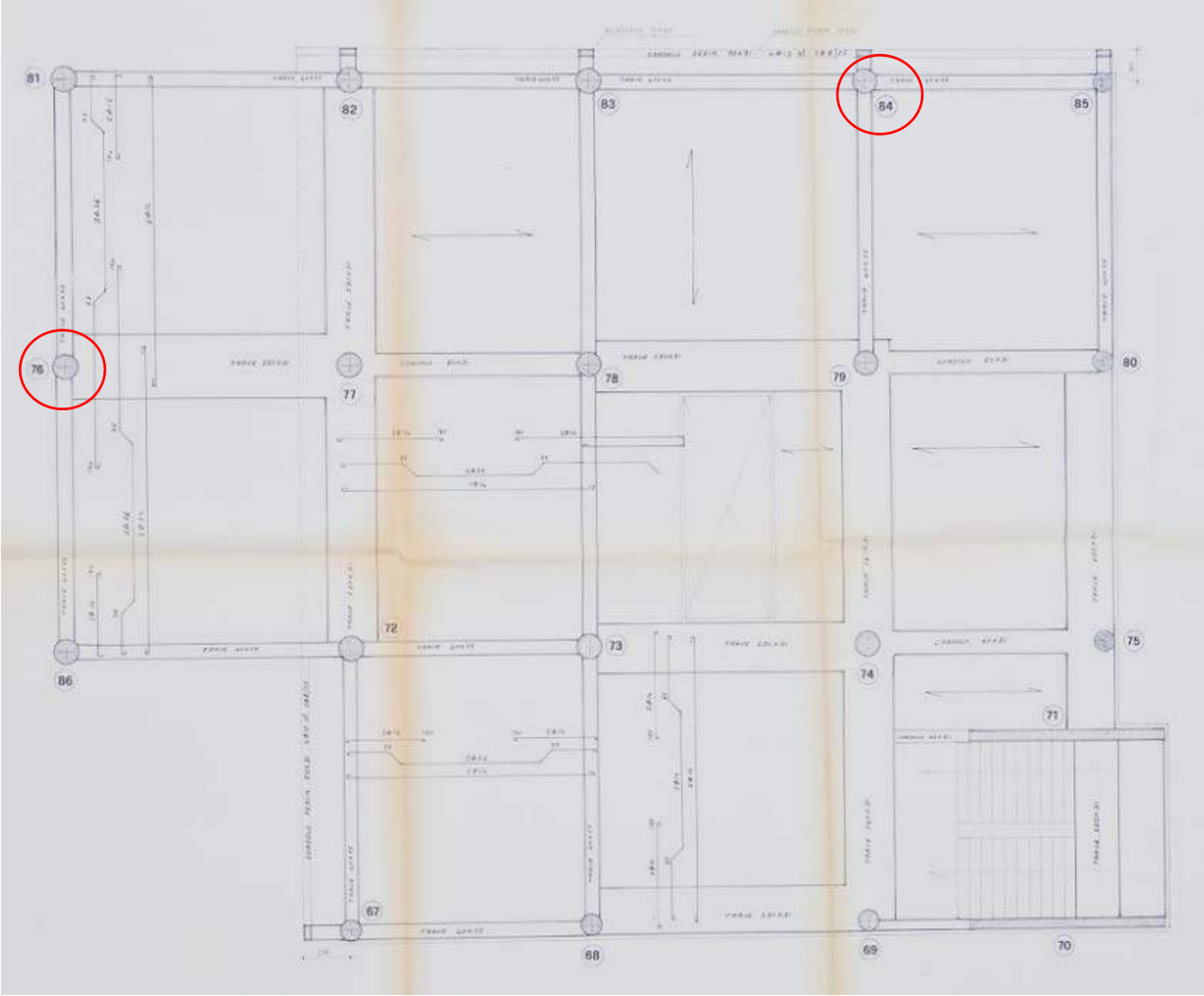
Pilastro [-]	*Caso di Spinta* [-]	*Step PO* [-]	V_{Ed} *X* [kN]	V_{Ed} *Y* [kN]	V_{Ed} [kN]	*Livello base* [m]
P-12	modeX-	9	91.5	217	235.50	140.20
P-18	modeY-	5	49	234	239.08	140.20

Blocco B



Pilastro [-]	*Caso di Spinta* [-]	*Step PO* [-]	V_{Ed} X [kN]	V_{Ed} Y [kN]	V_{Ed} [kN]	*Livello base* [m]
P-16	modeX+	22 > 20 SLV	229	27	230.59	140.20
P-16	modeX-	14	231	23	232.14	140.20
P-16	modeY+	4	20	227	227.88	140.20
P-16	modeY-	4	53	244	249.69	140.20

Blocco C

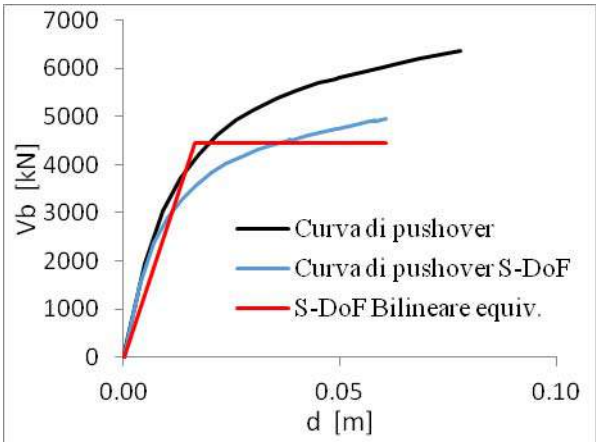


Pilastro [-]	*Caso di Spinta* [-]	*Step PO* [-]	V_{Ed} X [kN]	V_{Ed} Y [kN]	V_{Ed} [kN]	*Livello base* [m]
P-84	modeX+	11	234	10	234.21	140.20
P-76	modeX-	3	151	217	264.37	140.20
P-76	modeY+	6	36	240	242.68	140.20
P-76	modeY-	5	117	224	252.72	140.20

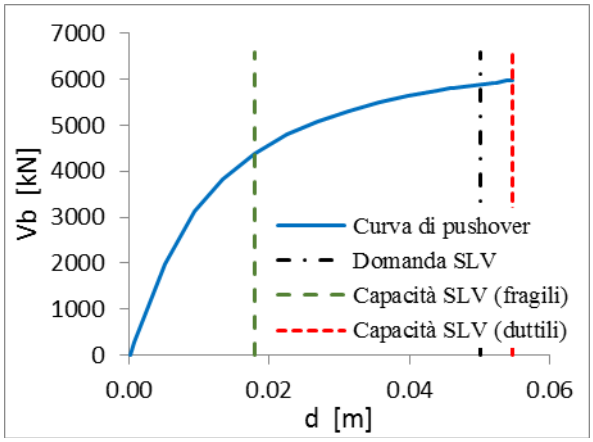
8.4.3 Rappresentazione grafica

Nel presente paragrafo si raccolgono i risultati in forma grafica, per una più immediata comprensione qualitativa della risposta. Per ogni corpo analizzato vengono tracciate le curve di push-over relative al profilo di spinta rilevante ai fini della verifica, con indicazione dei punti corrispondenti al raggiungimento dei limiti dei meccanismi fragili e duttili, insieme al confronto Capacità-Domanda mediante rappresentazione sul piano Pseudo-Accelerazione-Spostamento (ADRS).

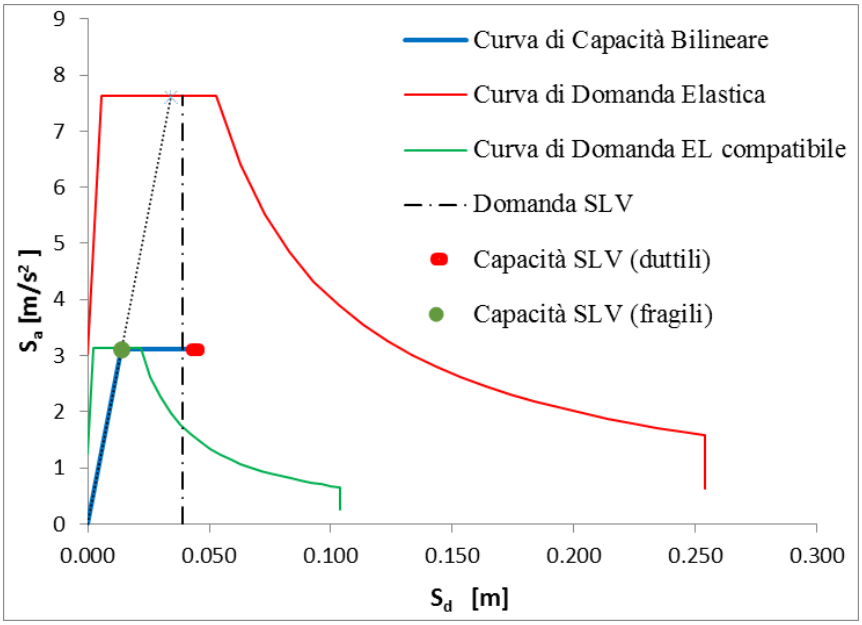
CORPO A - Mode X+



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

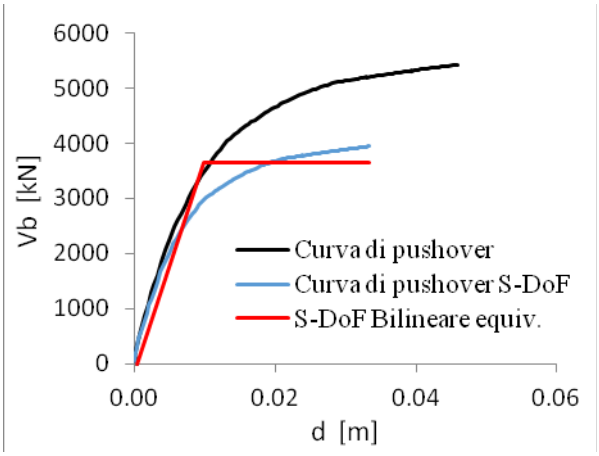


Valori limite di spostamento

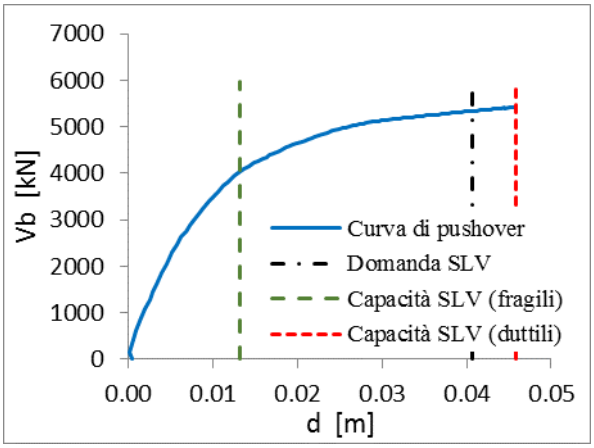


Confronto Capacità-Domanda

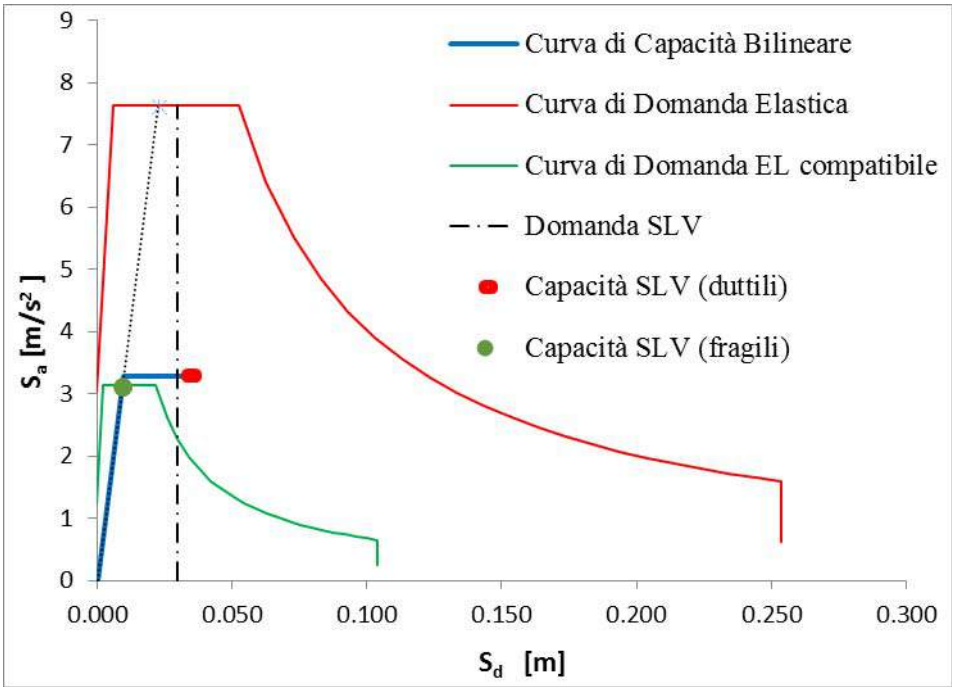
CORPO A - Mode Y+



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

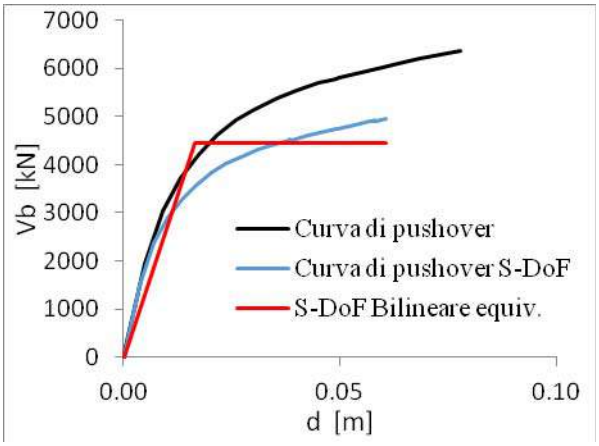


Valori limite di spostamento

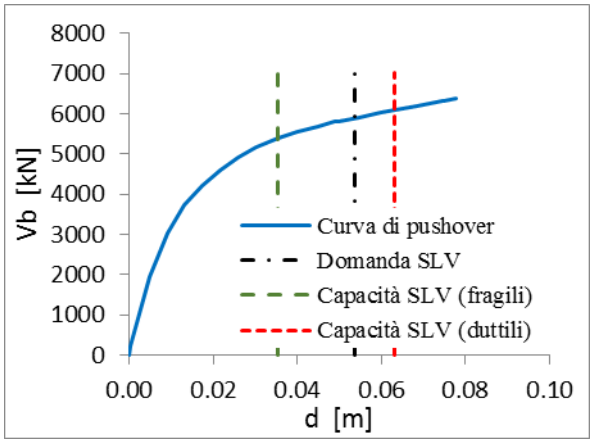


Confronto Capacità-Domanda

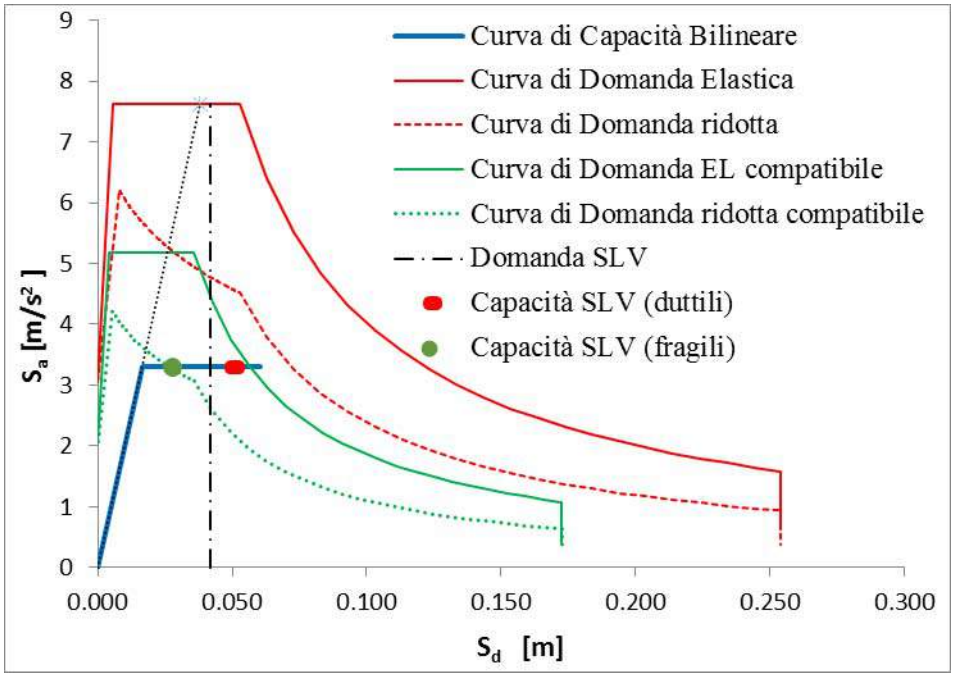
CORPO A - Mode X-



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

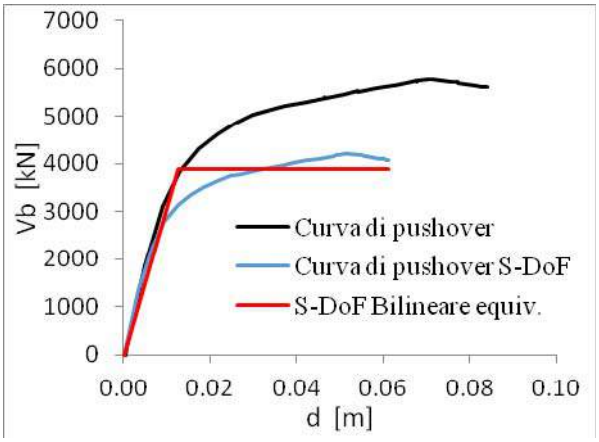


Valori limite di spostamento

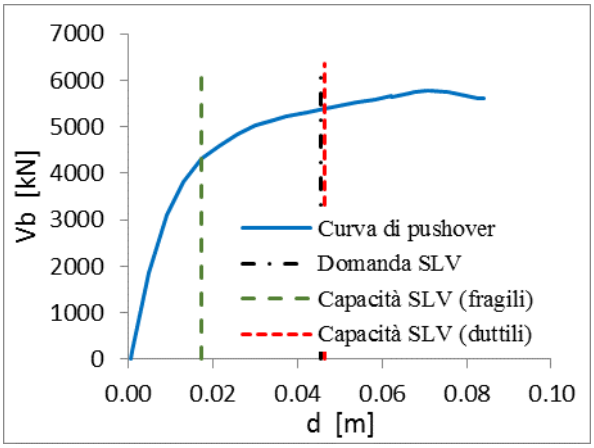


Confronto Capacità-Domanda

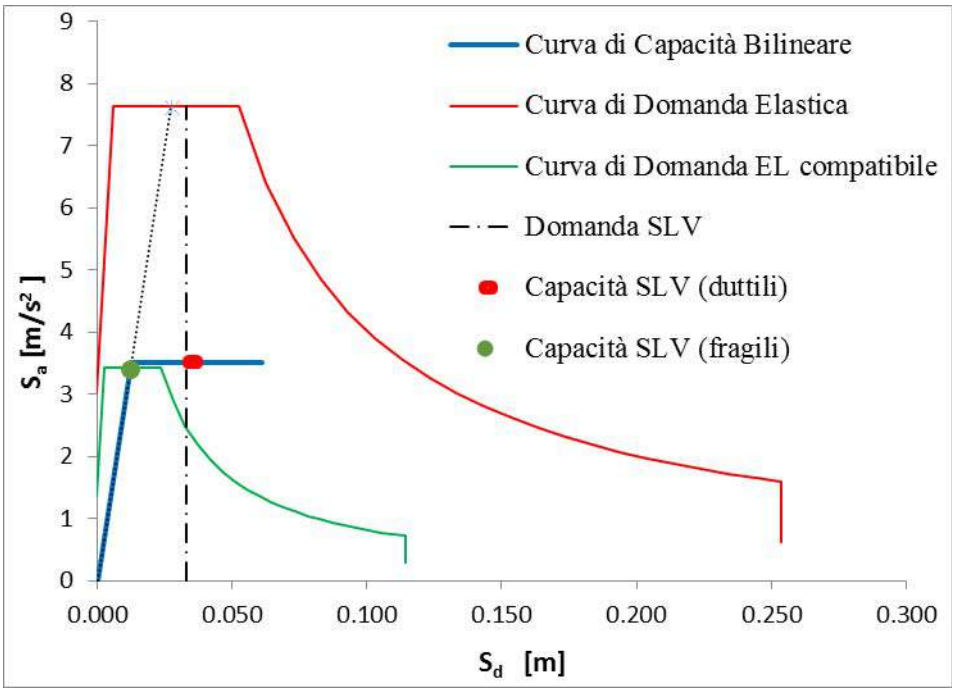
CORPO A - Mode Y-



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

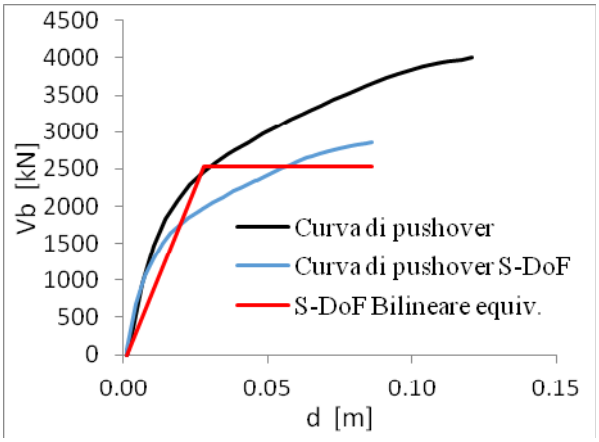


Valori limite di spostamento

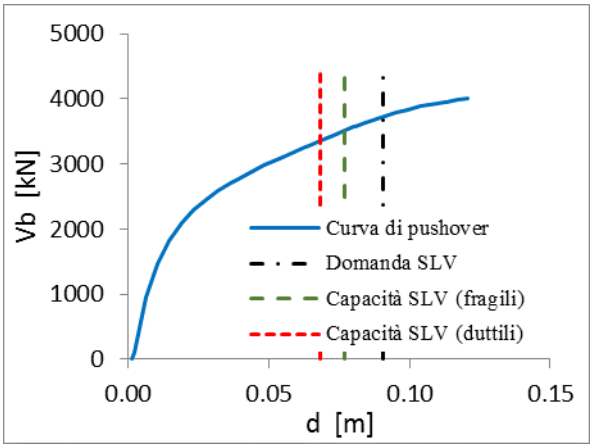


Confronto Capacità-Domanda

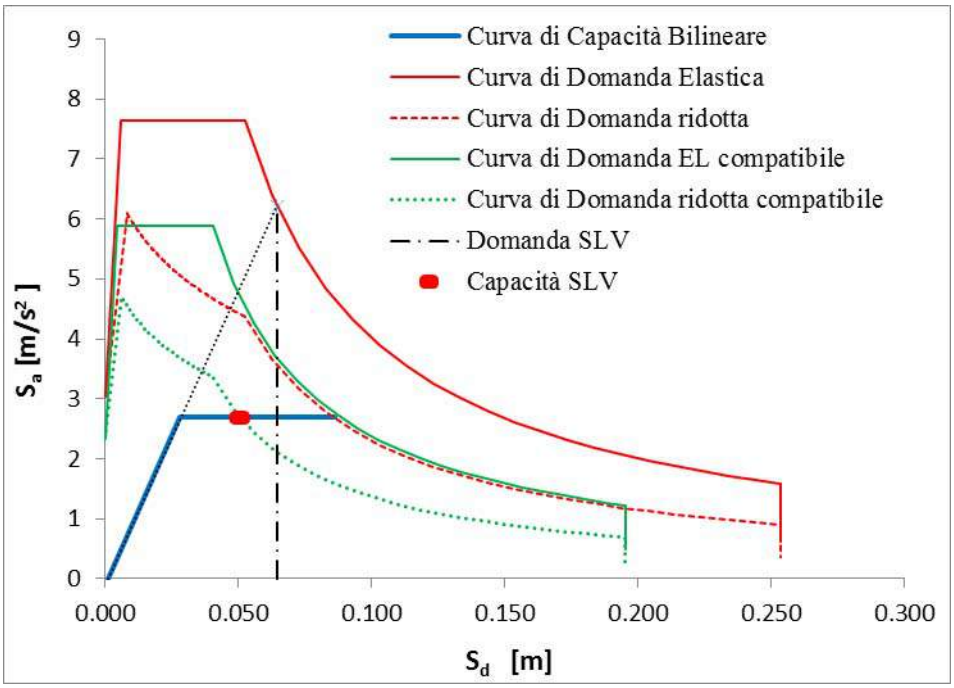
CORPO B - Mode X+



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

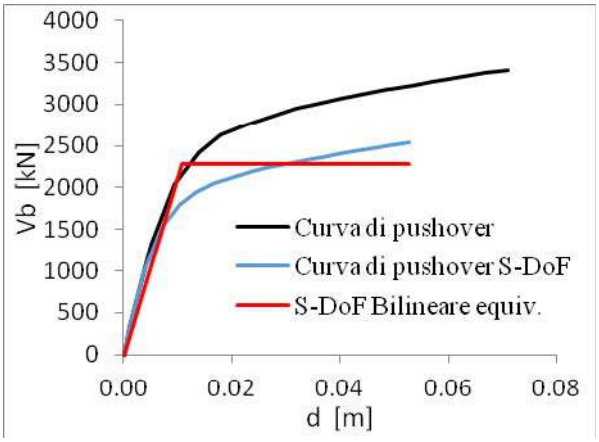


Valori limite di spostamento

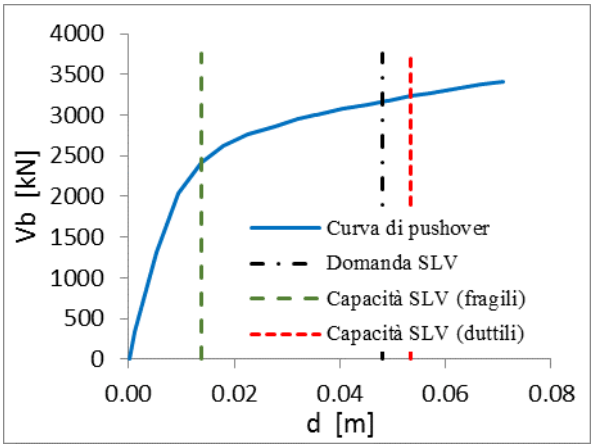


Confronto Capacità-Domanda

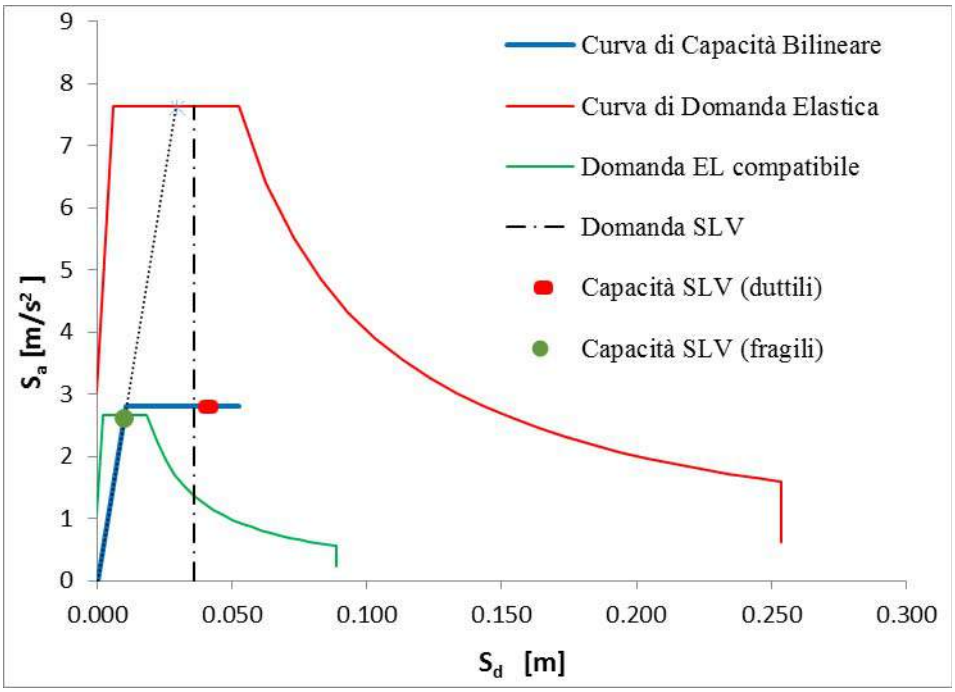
CORPO B - Mode Y+



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

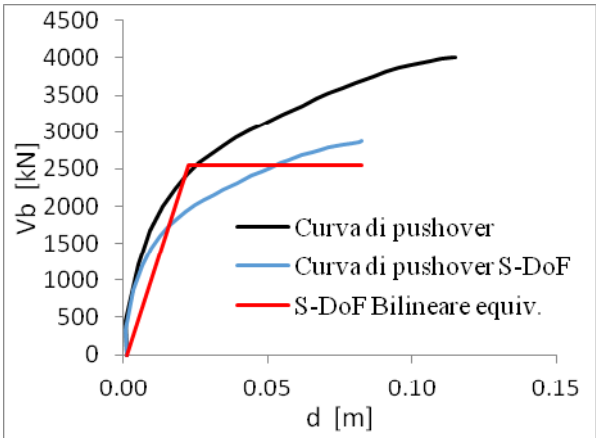


Valori limite di spostamento

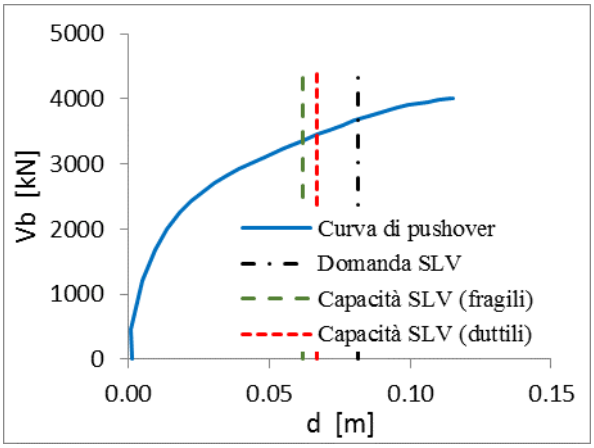


Confronto Capacità-Domanda

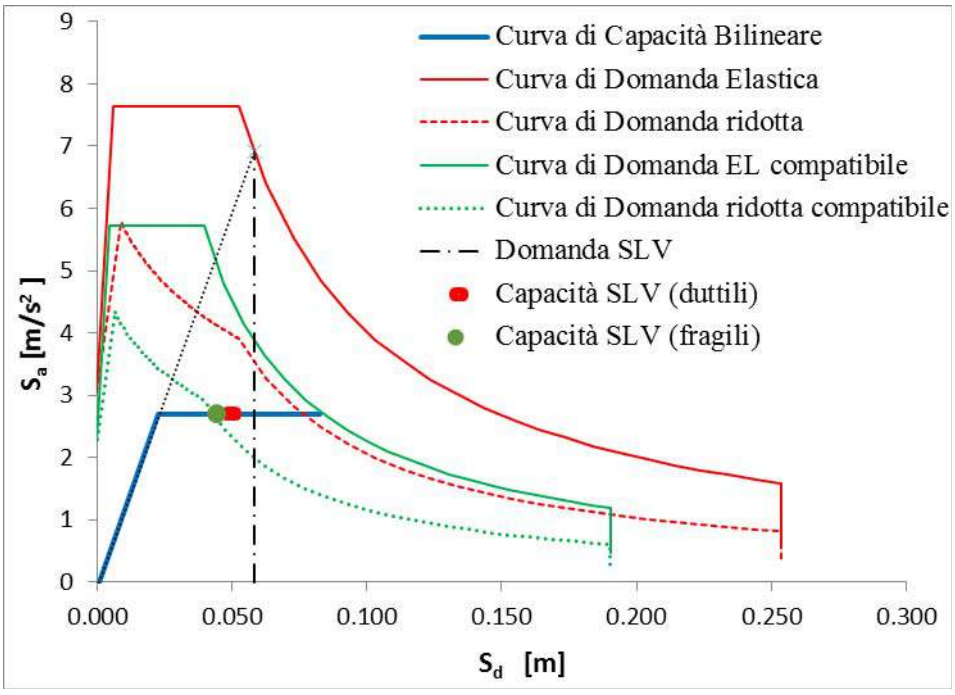
CORPO B - Mode X-



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

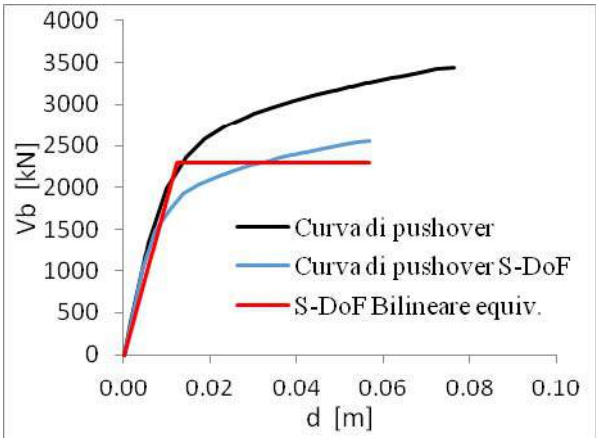


Valori limite di spostamento

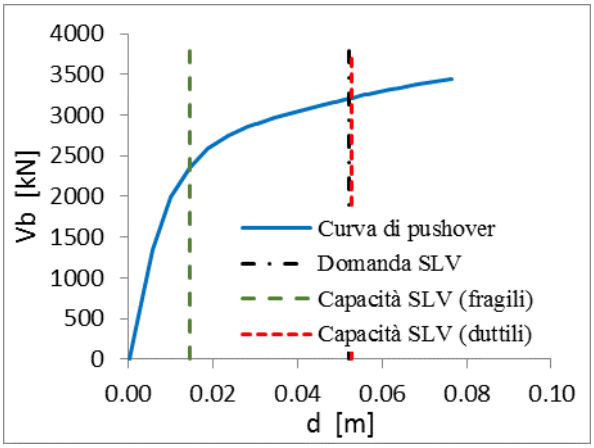


Confronto Capacità-Domanda

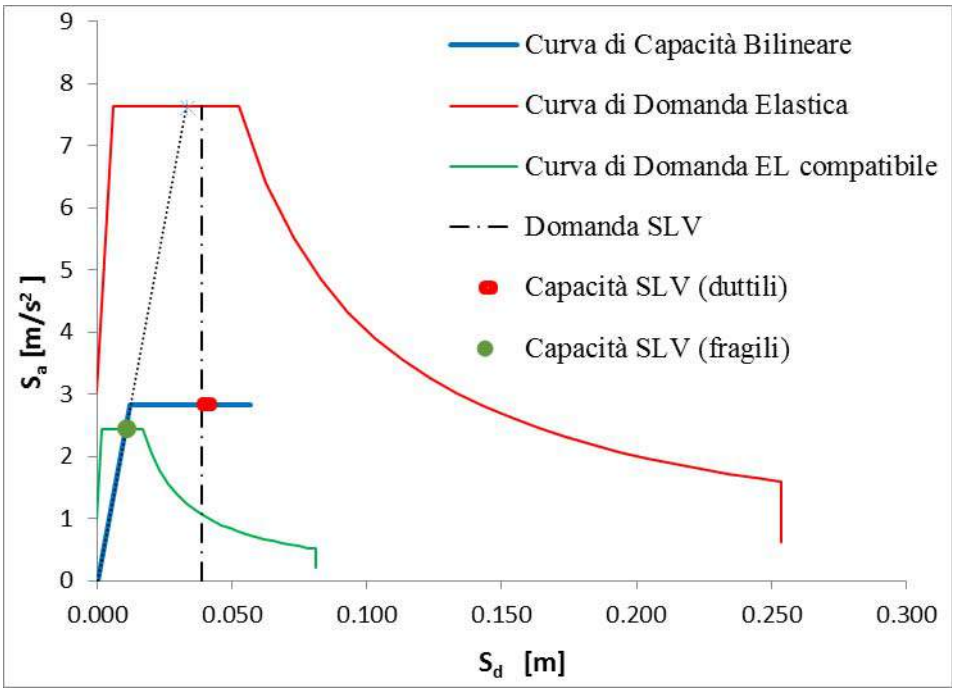
CORPO B - Mode Y-



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

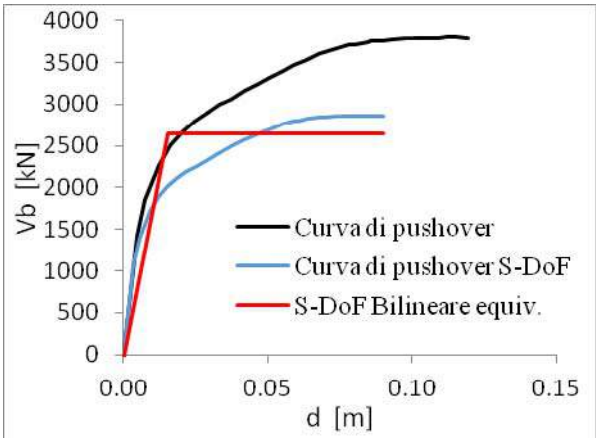


Valori limite di spostamento

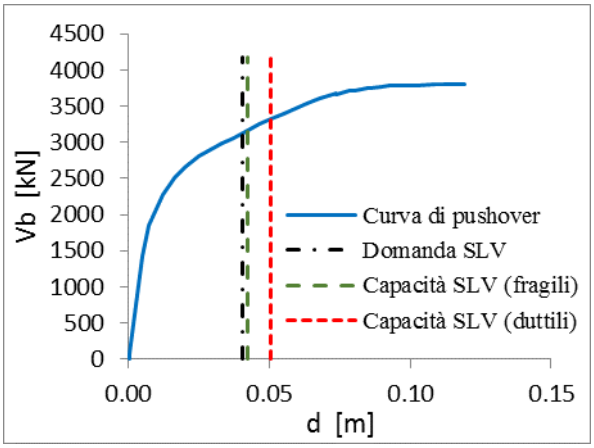


Confronto Capacità-Domanda

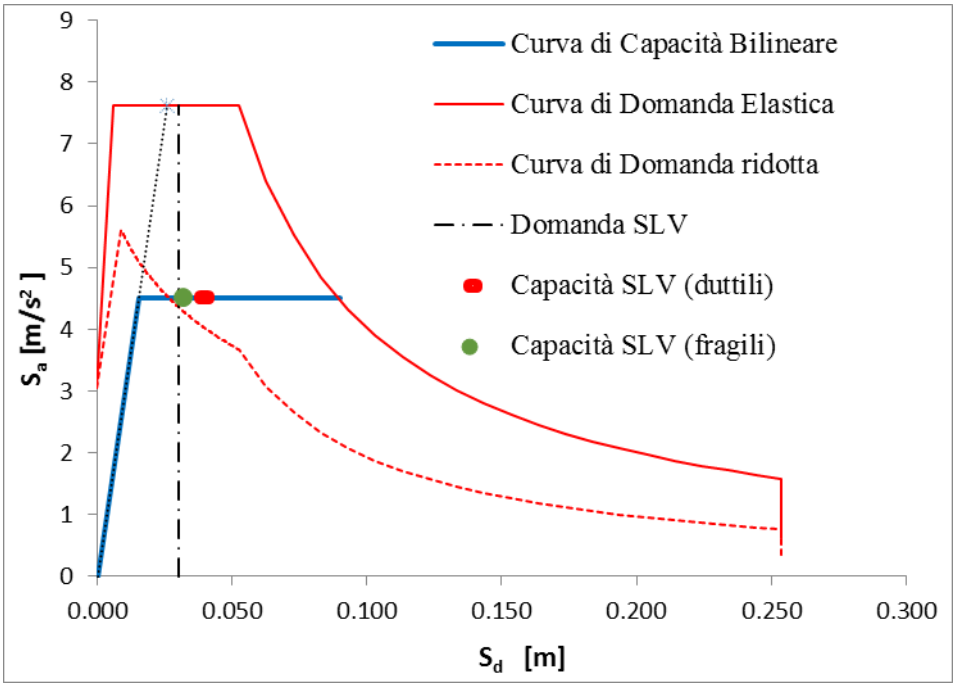
CORPO C - Mode X+



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

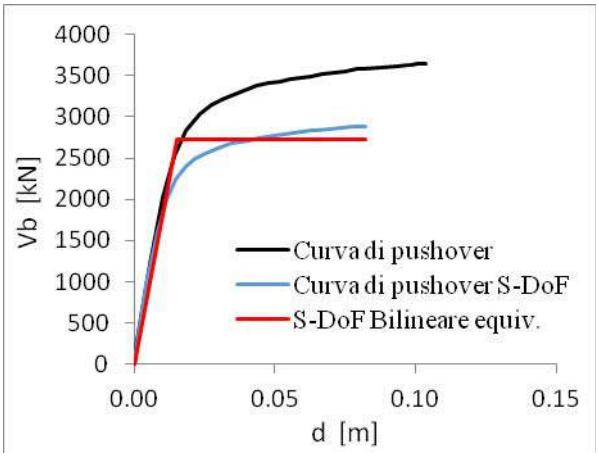


Valori limite di spostamento

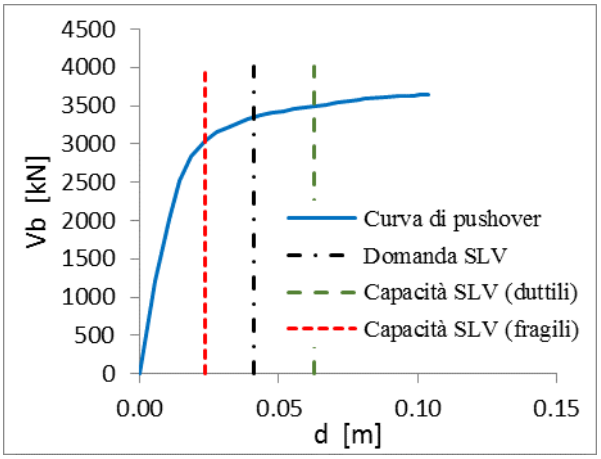


Confronto Capacità-Domanda

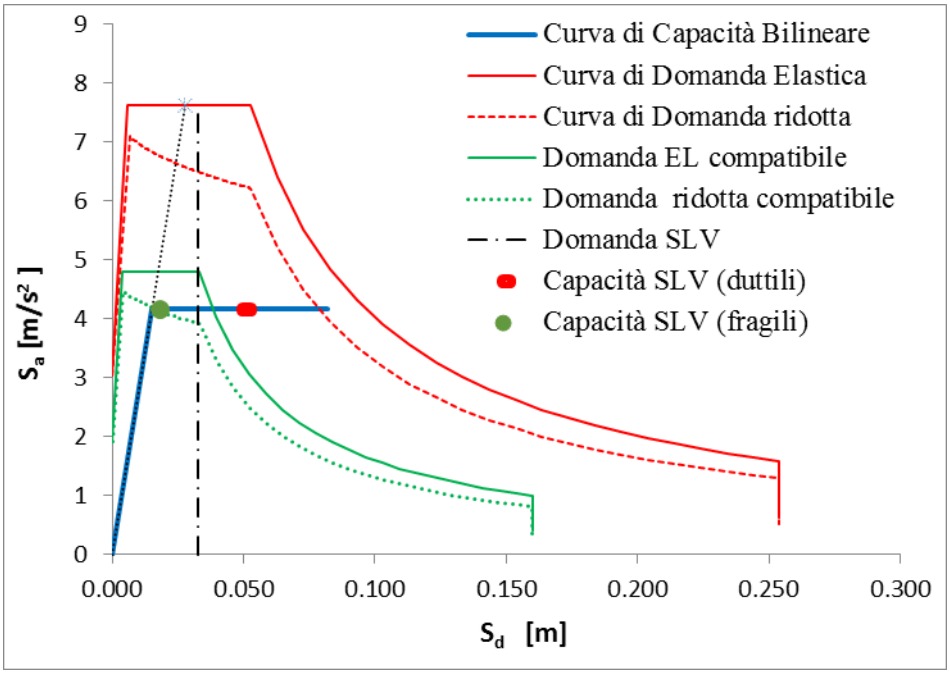
CORPO C - Mode Y+



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

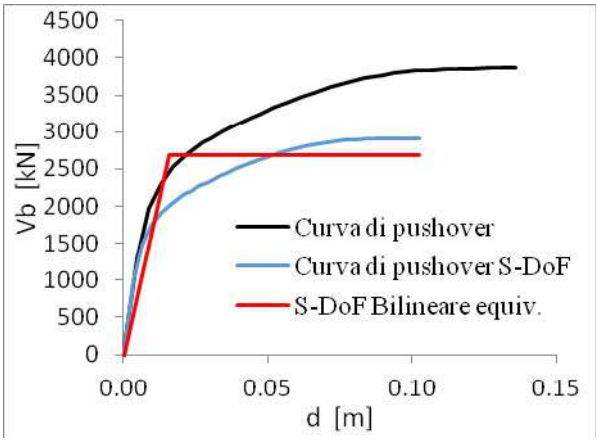


Valori limite di spostamento

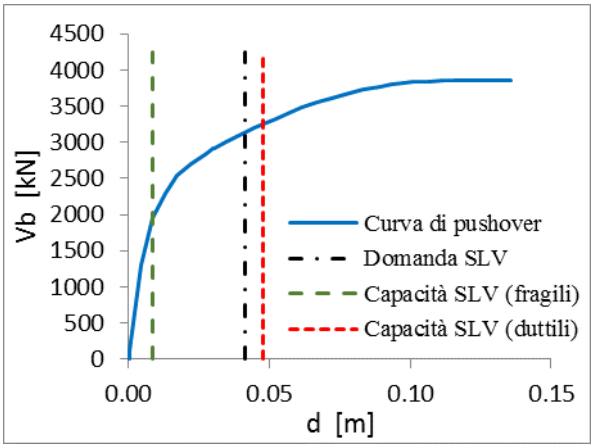


Confronto Capacità-Domanda

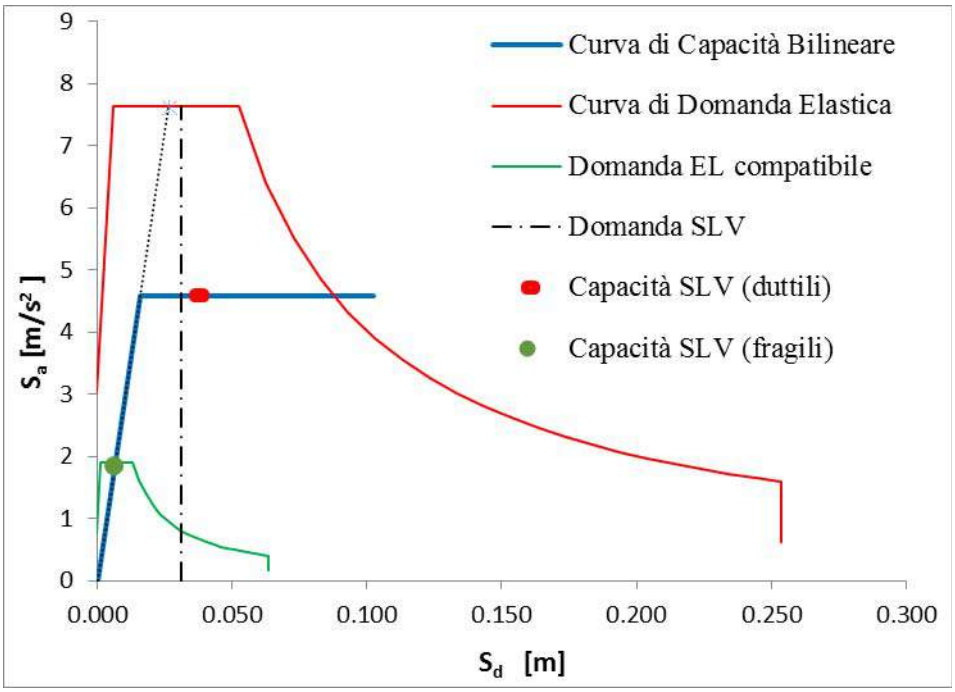
CORPO C - Mode X-



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente

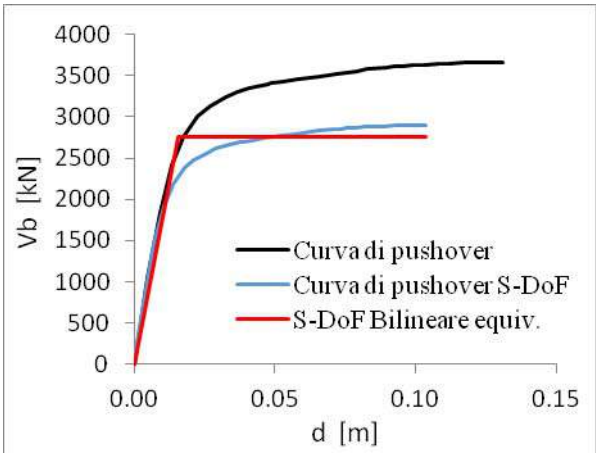


Valori limite di spostamento

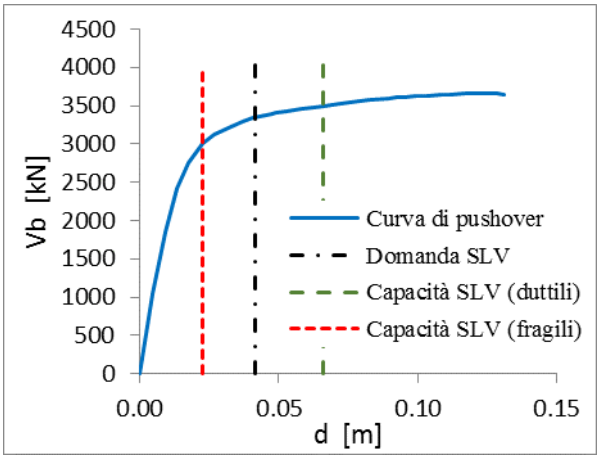


Confronto Capacità-Domanda

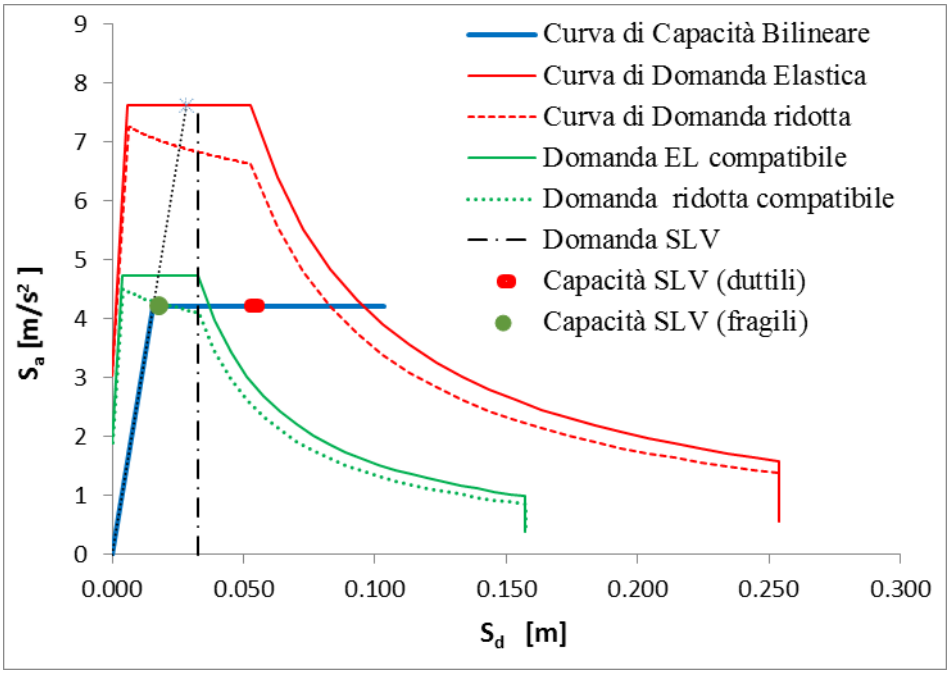
CORPO C - Mode Y-



Curve di Capacità M-DoF, S-DoF e bilineare equivalente



Valori limite di spostamento



Confronto Capacità-Domanda

9 CONCLUSIONI

Lo studio ha preso in esame i documenti di progetto, esecuzione e collaudo della scuola, lo stato attuale del manufatto e la risposta sismica attesa in relazione alle norme attuali.

9.1 Progetto ed esecuzione

Il progetto risulta generalmente rispondente ai requisiti richiesti agli elementi strutturali dalle norme dell'epoca. Non sono sempre verificati alcuni requisiti sulla disposizione degli elementi strutturali. I documenti di fine lavori e collaudo non riportano importanti difformità rispetto al progetto originario, si segnala la variazione di geometria di alcuni elementi strutturali.

Le prove di laboratorio sul calcestruzzo e sull'acciaio di armatura hanno fornito esiti soddisfacenti e coerenti con le prescrizioni di progetto.

9.2 Stato attuale

Lo stato attuale della costruzione è stato analizzato mediante operazioni di rilievo geometrico, prove non distruttive o parzialmente distruttive sulle strutture e sugli elementi non strutturali, rilievo del danno.

Rilievo geometrico.

Le operazioni di rilievo geometrico hanno evidenziato una sostanziale coerenza con il progetto strutturale, per quanto riguarda le dimensioni e gli interassi, seppure alcune incoerenze siano presenti. Oltre a quelle segnalate dal collaudatore, si segnala quanto segue:

i giunti sismici tra gli edifici non sono sempre adeguati: in alcuni casi le strutture sono state gettate in aderenza al corpo adiacente (scala lato Est, continuità corpi C e D, travi di copertura);

sui setti della scala del corpo B. in corrispondenza di un pianerottolo, si innesta una trave di

solaio del corpo A, successivamente tagliata e rimasta inglobata nel getto;

nei solai di copertura si è rilevato un distanziamento eccessivo dei travetti, con pericolo di caduta della pignatta, sono anche stati rilevati casi di sfondellamento del solaio in copertura;

alla base della scala esterna sul lato Ovest, sotto il primo pianerottolo, è presente un elemento in calcestruzzo non previsto nelle carpenterie e attualmente distaccato dalla struttura senza associati segnali di dissesto;

Indagini.

Sono stati effettuati saggi sulle tamponature esterne e sui tramezzi interni per rilevare la stratigrafia e verificare la presenza di collegamenti tra gli strati. Le tamponature esterne sono costituite da parete esterna e contro-parete, senza collegamenti interni, utilizzando malta di scarsa qualità. I tramezzi sono realizzati mediante un unico strato di laterizio e intonaco sui due lati.

Sono stati effettuati saggi sui solai per una conferma della tipologia strutturale e un'identificazione degli spessori di massetto e solaio.

E' stato predisposto un progetto delle indagini sugli elementi strutturali principali (dettagli costruttivi e materiali) sulla base di un'analisi strutturale preliminare, in coerenza con le indicazioni delle norma attuali (NTC 2008).

I dettagli costruttivi relativi alla disposizione di armature sono stati studiati prevalentemente mediante indagini non distruttive (magnetoscopiche). Poiché in molti casi le indagini non hanno dato esito soddisfacenti a causa di copriferri eccessivi o particolarmente esigui, è stato necessario integrare le prove non distruttive con saggi locali finalizzati a chiarire la geometria dei dettagli. Dalle indagini è emerso che i quantitativi di armatura sono coerenti con il progetto ma si segnala quanto segue:

le gabbie di armatura degli elementi verticali sono posizionate in maniera approssimativa e sono stati riscontrati in alcuni casi copriferri attorno a 10 cm (rilevati mediante saggi a campione), dovuti al movimento della gabbia durante il getto, e le barre, verticali e orizzontali, sono posizionate in modo irregolare;

le gabbie di armatura delle travi sono spesso posizionate in maniera approssimativa e molto spesso le armature inferiori presentano un copriferro nullo o particolarmente sottile. Nonostante

il copriferro insufficiente non si sono osservati fenomeni di innesco di corrosione.

Le caratteristiche del calcestruzzo sono state determinate combinando prove non distruttive, sclerometriche e ultrasoniche, integrate con estrazione e schiacciamento di carote. Le caratteristiche del materiale sono buone e sostanzialmente in linea con le prove di laboratorio effettuate durante l'esecuzione, ovviamente tenendo in dovuto conto il disturbo dovuto al carotaggio, le diverse condizioni di maturazione e geometria dei provini. Il materiale presenta generalmente un basso livello di carbonatazione e non sono presenti situazioni significative di degrado.

Le caratteristiche meccaniche delle armature sono coerenti con le specifiche di progetto.

Rilievo del danno

A seguito dell'evento sismico del 24 agosto 2016, l'edificio ha subito un elevato e diffuso danneggiamento, consistente principalmente nell'innesco di lesioni diagonali sugli elementi non strutturali, spesso accompagnato da lesioni in sommità con innesco di fenomeni di ribaltamento. Il meccanismo si è verificato in maniera diffusa sui tramezzi di tutta la costruzione. Sulle tamponature perimetrali si è osservato un prevalere di fenomeni di ribaltamento e una concentrazione di lesioni e ribaltamenti su alcune porzione di involucro realizzate su parti a sbalzo. In queste porzioni, il danneggiamento ha coinvolto anche la funzionalità degli infissi

Si è provveduto ad eseguire interventi locali per la riparazione delle lesioni.

Le scosse successive del 26 ottobre 2016 e 30 ottobre 2016 hanno determinato un quadro di danneggiamento analogo per tipologia ed estensione.

Un contenuto aggravio del danno si è osservato a seguito delle scosse di minor intensità che si sono succedute il 18 gennaio 2017.

Le lesioni dovute al secondo evento sono state riparate in maniera approssimativa in attesa di decisioni definitive sul tipo di interevento da effettuare. Gli interventi di riparazione rendono poco agevole il rilevo del danno e poco significativa la relativa documentazione fotografica. La posizione delle lesioni è comunque evidente in situ ed il quadro è del danneggiamento è stato ricostruito e riportato su elaborati grafici, per quanto possibile.

Non sono rilevabili danni ai componenti strutturali principali, travi e pilastri.Localmente si è manifestato lo sfondellamento del solaio.

Il danneggiamento in corrispondenza ai giunti tra i corpi è modesto e distribuito in modo non omogeneo tra i diversi giunti.

9.3 Valutazione della vulnerabilità sismica

Per lo studio della vulnerabilità sismica sono stati predisposti modelli separati per i vari corpi e un modello d'insieme in cui i corpi sono collegati. Questa ultima schematizzazione vuole descrivere la risposta nel caso di giunti inefficaci.

E' stata analizzata la prestazione sismica con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Nel primo caso di è effettuata un'analisi lineare, utile a descrivere la risposta per le azioni sismiche moderate, con probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento. Nel secondo caso la risposta è stata studiata mediante analisi statica non lineare, adeguata alla valutazione delle conseguenze di azioni sismiche di elevata intensità, con probabilità di superamento maggiore del 10% nel periodo di riferimento.

La risposta sismica dei singoli corpi risulta fortemente irregolare per la presenza di setti eccentrici e per il collegamento a terra su diversi livelli. In particolare, sono presenti forti accoppiamenti torsionali per i corpi A e C e una maggiore deformabilità del corpo B. La risposta del modello con solai collegati risulta più regolare ma continua a manifestare significativi accoppiamenti torsionali.

La prestazione sismica allo SLD è stata misurata in termini di massimo valore del rapporto tra spostamento di interpiano e altezza di interpiano. Si sono misurati valori massimi attorno a 0.0042. Si ricorda che la normativa attuale propone il limite 0.005 nel caso di elementi non strutturali contenuti all'interno di specchiature di telaio. Individua anche un limite di operatività 0.0033, inteso come limite al di sopra del quale il danneggiamento impedisce la fruizione della costruzione.

La prestazione allo SLV è stata misurata mediante l'indice di rischio $I_r = a_{g,c} / a_{g,d}$, determinato come rapporto tra la capacità di prestazione e la domanda di prestazione, espresse in termini di accelerazione di picco al suolo. Si è ottenuto un valore intorno a 0.8 per la verifica dei meccanismi duttili, nonostante la formazione delle cerniere plastiche non sia controllata dalla gerarchia delle resistenze. Si sono ottenuti valori decisamente inferiori per l'indice di

rischio associato ai meccanismi fragili (0.3-0.5). Il valore ridotto è dovuto alla prematura rottura a taglio dei pilastri circolari che impedisce la formazione delle cerniere plastiche sugli elementi inflessi e la dissipazione di energia.

9.4 Interpretazione del danneggiamento a seguito del terremoto del centro Italia 2016-2017

La costruzione presenta una struttura in conglomerato cementizio armato.

Si tratta di un edificio tradizionale dove la capacità di sopravvivere al terremoto è basata sul danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali. Questo danneggiamento, entro certi limiti, assicura la dissipazione dell'energia in ingresso e permette di evitare il crollo. In una progettazione corretta e basata sui criteri adottati dalle norme italiane a partire dal 2008, è previsto il danneggiamento agli elementi non strutturali, che potrebbe intervenire anche per scuotimenti del terreno di moderata intensità, e il danneggiamento strutturale alle estremità delle travi e all'attacco tra pilastri e fondazione, che dovrebbe manifestarsi solo nel caso di azione sismica di particolare intensità.

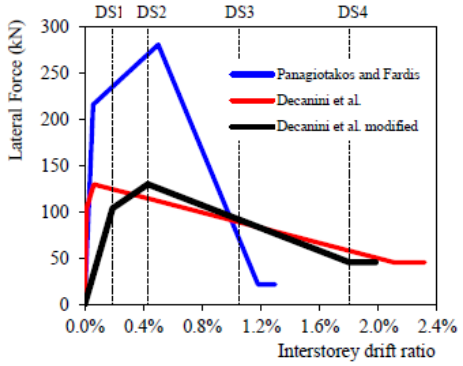
Seppure la costruzione sia stata progettata con criteri più approssimativi rispetto a quelli della pratica odierna, l'analisi strutturale conferma un comportamento non lontano da quello ottimale e il livello di sicurezza sismica è in linea con le costruzioni dell'epoca. Più precisamente, gli elementi strutturali presentano la duttilità necessaria a raggiungere l'80%. Per i meccanismi fragili si è osservata una capacità più ridotto ma il problema è limitato ad un numero ridotto di colonne. La ricostruzione della risposta sismica dovuta alle scosse del terremoto del 2016 non determina plasticizzazioni significative, come confermato dalle osservazioni in situ.

Un aspetto rilevante del caso in questione è il livello di danneggiamento decisamente più grave rispetto ad analoghe costruzioni adiacenti e inatteso per l'intensità sismica rilevata da INGV e RAN..

La particolare vulnerabilità degli elementi non strutturali, e il conseguente danno osservato, sono imputabili alla combinazione di diverse cause.

Gli elementi non strutturali dovrebbero essere confinati all'interno di campiture di telaio. Quando non è possibile utilizzare il telaio principale, bisognerebbe provvedere alla disposizione

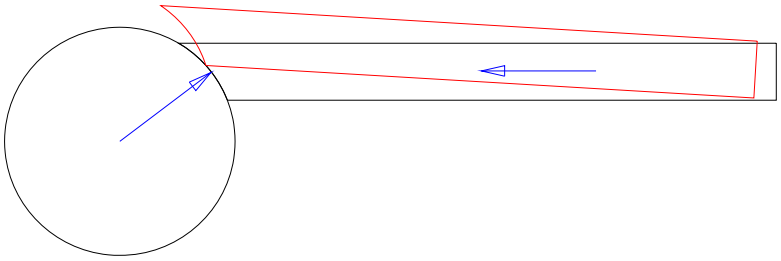
di pilastrini e cordoli di confinamento. Questo limita il danneggiamento e, nel caso di lesione, contiene le parti evitando aperture eccessive e dislocazioni. Il danneggiamento è dovuto alla deformazione di taglio e, in condizioni di pannello confinato, può essere correlato alla deformazione di taglio associabile allo spostamento relativo tra i paini. In figura alcune relazioni di letteratura tra risposta del pannello e rapporto tra spostamento di interpiano e altezza di interpiano (Sassun et al, 2015). Il danneggiamento inizia per spostamenti attorno a 0.001, diventa rilevante ai fini della fruizione della costruzione per valori attorno a 0.003 (SLO) e raggiunge il collasso attorno a 0.005 (SLD).



Risposta del pannello in funzione del rapporto tra spostamento e altezza di interpiano (Sassun et al, 2015)

Nel caso in esame, buona parte dei tramezzi presenta notevoli dimensioni e corre fuori dai telai strutturali, senza la presenza di elementi terminali di confinamento. Il problema diventa più evidente nelle tamponature delle parti a sbalzo dove la deformazione a taglio dovuta agli spostamenti di interpiano si somma a quella dovuta agli spostamenti verticali relativi.

Diversi pannelli si trovano all'interno dei telai e il quadro fessurativo manifesta spesso lesioni orizzontali nella parte sommitale, a testimoniare un innesco di fenomeni di ribaltamento. In questo caso il problema è principalmente da associare alla sezione circolare dei pilastri e al posizionamento della tamponatura fuori asse. In questa configurazione non solo il pilastro non può esercitare la sua funzione di contenimento ma diventa causa di azioni di contatto inclinate che contribuiscono a spingere la parete fuori dal piano (vedi figura).



Un ulteriore ruolo negativo può essere attribuito a possibili effetti di amplificazione locale, così come rilevato dalle analisi sulla risposta dinamica del terreno riportate nella relazione specialistica. Si evidenzia in questo caso un effetto di amplificazione per periodi brevi, compresi nel range 0.1s-0.2s. L'analisi strutturale ha evidenziato un periodo più lungo del sistema strutturale, al di fuori del range pericoloso. In ogni caso, la costruzione nel suo insieme presenta inizialmente un comportamento più rigido dovuto al contributo dei componenti non strutturali, principalmente tramezzi e tamponature. Si può quindi pensare che l'edificio abbia subito azioni sismiche più intense di quelle di riferimento nella fase iniziale della risposta, quando i tramezzi erano ancora integri. Una volta danneggiati la deformabilità della struttura è aumentata e la risposta dinamica si è spostata verso i periodi più lunghi riportati nel capitolo sulla risposta strutturale.

Il danneggiamento trascurabile in alcuni giunti e più significativo in altri testimonia una efficacia parziale nel permettere movimenti indipendenti delle parti e rappresenta una situazione importante di incertezza delle risposta strutturale. Il collegamento che si è dimostrato efficace per eventi modesti potrebbe saltare nel caso di eventi più importanti, determinano duna risposta sismica significativamente differente.

10 INDICAZIONI PER IL MIGLIORAMENTO

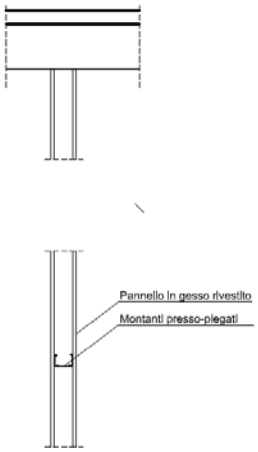
Danneggiamento atteso

In molti casi, il danneggiamento agli elementi non strutturali di costruzioni in c.a. è associato ad una eccessiva deformabilità del telaio ed è risolto migliorando questa caratteristica di risposta. Nel caso in esame la struttura a telaio presenta già buone caratteristiche di rigidezza ed interventi strutturali orientati ad un ulteriore incremento porterebbero a scarsi benefici.

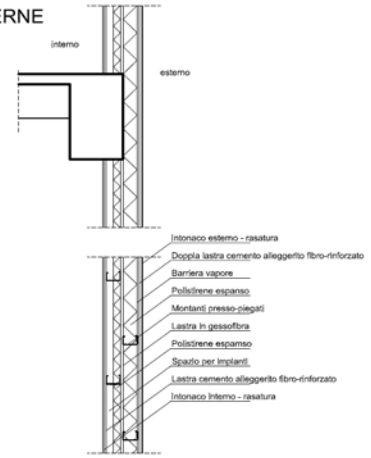
Per evitare o ridurre significativamente il danneggiamento nel caso di eventi sismici è probabilmente più utile sostituire gli elementi non strutturali attuali in laterizio con elementi più flessibili, adeguatamente confinati e collegati al telaio principale. Sistemi a secco sia per i tramezzi interni (cartongesso) che per le chiusure perimetrali (sistemi stratificati a secco) potrebbero ridurre significativamente i costi di riparazione nel caso di terremoti di intensità confrontabile con quella prevista per lo Stato Limite di Danno (superiore a quella rilevata nella sequenza 2016-2017).

La sostituzione di elementi non strutturali in laterizio con sistemi a secco determinerebbe anche una riduzione delle masse sismiche complessive dell'edificio, con conseguente innalzamento del livello di sicurezza. Il rifacimento dell'involucro potrebbe anche essere occasione per il miglioramento delle caratteristiche di efficienza energetica della costruzione.

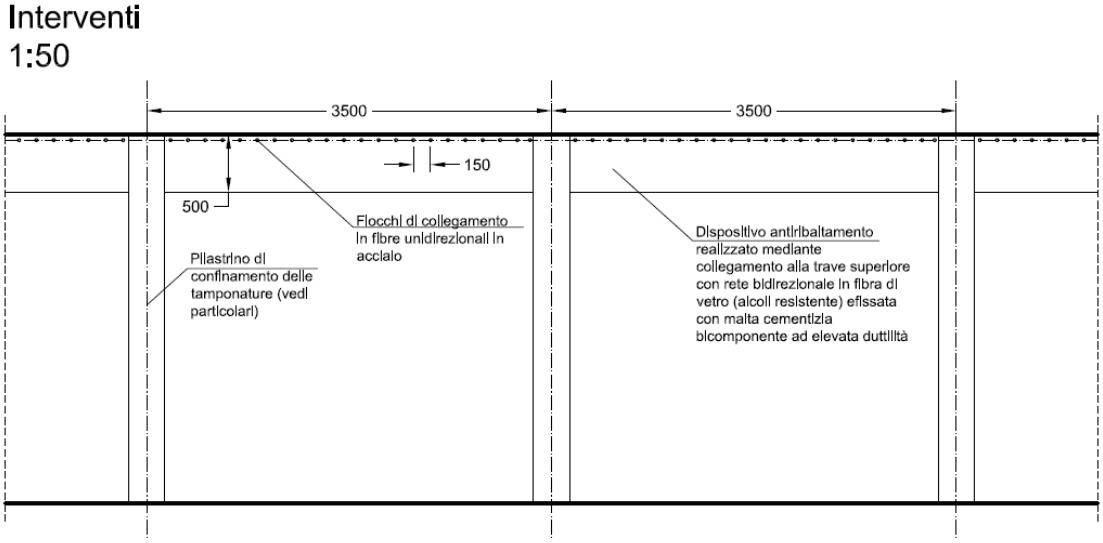
TRAMEZZI INTERNI
Sostituzione
scala 1:20



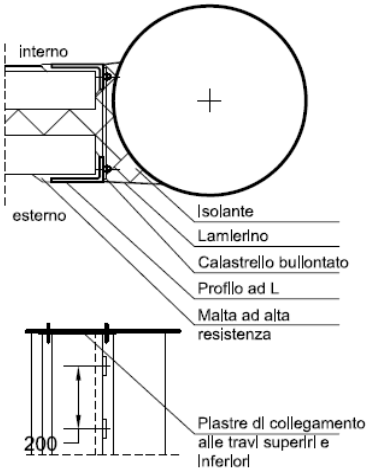
TAMPONATURE ESTERNE
Ipotesi 1: sostituzione
scala 1:20



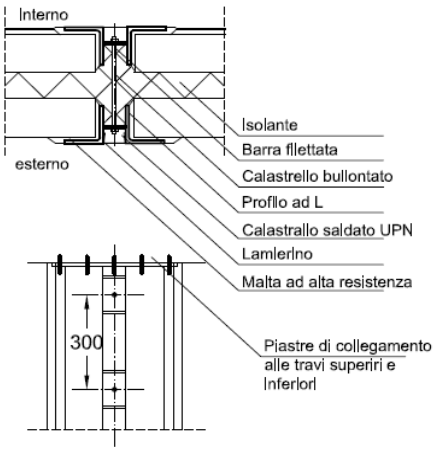
Nel caso in esame, la vulnerabilità degli elementi non strutturali non determina solo un costo potenziale associato alla riparazione ma può anche avere rilevanza ai fini della sicurezza perché alcuni pannelli sono distaccati dai pilastri e potrebbero ribaltarsi completamente nel caso di nuove scosse. Qualora non si intenda procedere ad un intervento diffuso di sostituzione delle tamponature è comunque consigliabile provvedere alla messa in sicurezza delle tamponature esterne assicurando il collegamento con i telai perimetrali ed adottando provvedimenti per evitare le spinte fuori dal piano dovute ai pilastri circolari. Questo tipo di intervento conserva la muratura esistente, caratterizzata da una scarsa capacità di assorbire deformazioni a taglio. Nel caso di eventi sismici con intensità pari a quella prevista per lo Stato Limite di Danno è prevedibile un danneggiamento rilevante delle tamponature.



Part. pilastrino in adiacenza a pilastri circolari 1:20



Part. pilastrino in assenza di pilastro 1:20



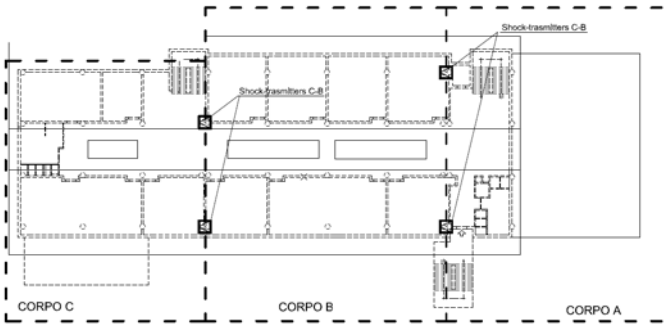
Sicurezza strutturale

Il livello di sicurezza attuale, seppure piuttosto elevato rispetto ad altre costruzioni dell'epoca, non risulta adeguato alle richieste delle norme attuali.

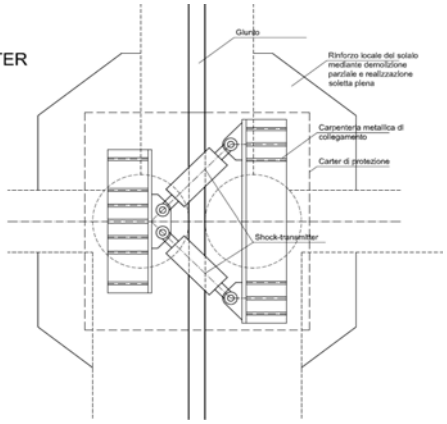
Bisognerebbe in primo luogo assicurare un comportamento controllabile dell'insieme nel caso di evento sismico importante, eliminando le incertezze sui collegamenti tra i corpi. Il risultato può essere ottenuto introducendo dispositivi di collegamento tra i solai che intervengono solo nel caso di azioni impulsive (shock transmitter), permettendo le dilatazioni termiche e le altre deformazioni lente.

Potrebbe essere sufficiente stabilire un collegamento alla sola quota della copertura, in modo da ridurre l'impatto sulla funzionalità dell'edificio e i costi di costruzione. L'ipotesi richiede ovviamente un approfondimento.

SHOCK TRANSMITTERS
Schema localizzazione in copertura
scala 1:400



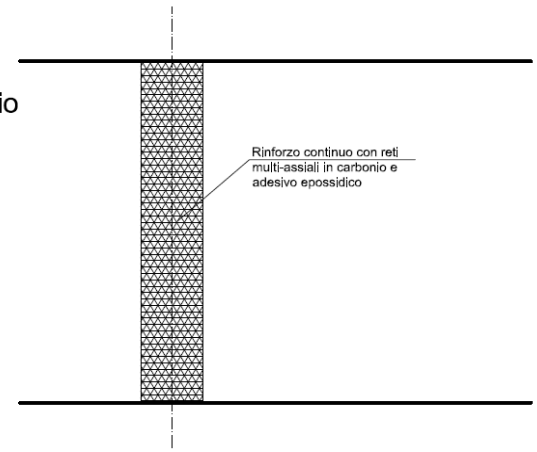
SHOCK-TRANSMITTER
Particolare
1:20



Nell'edifico, nell'assetto attuale, presenta principalmente due cause di vulnerabilità: la ridotta capacità a taglio delle colonne che non permette lo sfruttamento delle duttilità potenziale dell'edificio e gli effetti torsionali che concentrano la deformazione su alcuni telai.

Per la prima questione è suggeribile l'adozione di provvedimenti locali di rafforzamento mediante cerchiaggio con fibre di carbonio, limitatamente agli elementi critici.

PILASTRI
Rinforzo a taglio
1:50



La seconda questione, riguardante la risposta complessiva dell'edificio, può essere affrontata mediante interventi diffusi di rafforzamento delle strutture esistenti in elevazione e in fondazione, o mediante inserimento di un numero limitato di controventi con adeguate caratteristiche di resistenza e capacità dissipativa.

Il secondo approccio sembra più convenente perché concentra le lavorazioni in porzioni limitate della costruzione e potrebbe essere anche realizzato completamente all'esterno evitando demolizioni parziali e ricostruzioni dei solai e delle parti interne dell'edificio. Nel caso in esame, dove è consigliabile la sostituzione dell'involucro, si potrebbe operare sui soli telai perimetrali dove le tamponature andrebbero sostituite. Una localizzazione opportuna degli interventi localizzati permette anche una riduzione dei fenomeni di accoppiamento torsionale.

In ogni caso, il miglioramento della risposta che si può ottenere con gli shock-transmitter potrebbe rendere superfluo l'inserimento di controventi e una valutazione definitiva può essere effettuata solo in sede di progettazione esecutiva degli interventi.