

**POLITECNICO DI TORINO**

Collegio di Ingegneria Civile

**Corso di Laurea Magistrale  
in Ingegneria Civile Strutturale**

Tesi di Laurea Magistrale

**Analisi sismica degli edifici in muratura**

**Miglioramento sismico di un edificio rurale**



**Relatore**

Prof. Donato Sabia

**Candidato**

Alessandro Morello

Aprile 2019

**Referenze fotografiche**

Quando non diversamente specificato nelle didascalie, foto e disegni sono dell'autore del testo.

©2019 by Alessandro Morello

Senza regolare autorizzazione è vietata la riproduzione, anche parziale, con qualsiasi mezzo effettuata, compresa fotocopia.

*Si conclude in questo giorno la mia esperienza universitaria ricca di soddisfazioni per i traguardi raggiunti e gli ostacoli superati.*

*Ringrazio quindi il Politecnico di Torino per avermi accolto nella sua struttura e tutti i professori che in questi cinque anni mi hanno formato come Ingegnere e preparato per l'imminente futuro lavorativo che mi prospetta.*

*Ringrazio particolarmente il professor Donato Sabia per la sua disponibilità ed i consigli fornitemi durante quest'ultimo periodo di tesi.*

*Grazie alla mia famiglia, Mamma Papà e i miei due fratelli Federica e Giulio, per il vostro amore e sostegno fornitomi, per essere sempre presenti soprattutto nei momenti più difficili e per insegnarmi ogni giorno con il vostro spirito combattente che non bisogna mai mollare neanche di fronte alle maggiori avversità.*

*Grazie a nonna Aide e nonna Angela per il vostro amore incondizionato.*

*Ringrazio tutti i miei amici, di vecchia e giovane data, per gli attimi di svago e spensieratezza trascorsi durante questi anni.*

*Infine, ringrazio Paolo e Alex per aver portato a termine insieme questo percorso con reciproco sostegno di fronte alle difficoltà.*



## Sommario

1.	Introduzione .....	9
2.	Evoluzione del quadro normativo nei confronti della sismica .....	10
3.	Trattazione generale dell'analisi di un edificio in muratura .....	13
3.1.	Stati limite .....	14
3.2.	Livelli di valutazione .....	14
3.3.	Livelli di sicurezza sismica .....	15
3.4.	Azione sismica .....	17
3.5.	Conoscenza del manufatto .....	18
3.5.1.	Parametri caratteristici della "regola dell'arte" .....	20
3.5.2.	Caratterizzazione della muratura .....	21
3.6.	Modelli per la valutazione della sicurezza sismica .....	36
3.6.1.	Analisi statica lineare .....	37
3.6.2.	Analisi dinamica modale .....	38
3.6.3.	Analisi statica non lineare .....	38
3.6.4.	Analisi dinamica non lineare .....	41
3.6.5.	Modelli di valutazione per tipologie .....	41
3.6.6.	Analisi dei meccanismi locali di collasso .....	42
3.7.	Criteri di miglioramento sismico e tecniche di intervento .....	48
3.7.1.	Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti .....	51
3.7.2.	Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento ....	54
3.7.3.	Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento .....	56
3.7.4.	Interventi in copertura .....	58
3.7.5.	Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari .....	59
3.7.6.	Interventi su pilastri e colonne .....	62
3.7.7.	Interventi in fondazione .....	62
4.	Analisi dell'edificio .....	63
4.1.	Descrizione del fabbricato .....	63
4.2.	Analisi geologica e topografica .....	67
4.3.	Analisi storica dell'edificio .....	69
4.3.1.	Riferimenti normativi all'epoca della costruzione .....	69
4.3.2.	Eventi sismici pregressi .....	71
4.4.	Descrizione della struttura portante .....	72
4.4.1.	Struttura portante verticale .....	72
4.4.2.	Struttura portante orizzontamenti .....	75
4.4.3.	Struttura tetto .....	78
4.5.	Caratterizzazione della muratura .....	79

4.5.1.	Caratterizzazione della muratura del fabbricato oggetto dell'analisi secondo la Circolare n.617 del 2 febbraio 2009 .....	79
4.5.2.	Caratterizzazione della muratura del fabbricato oggetto dell'analisi con l'ausilio del IQM.....	80
4.5.3.	Conclusioni caratterizzazione della muratura .....	83
4.6.	Modellazione della struttura .....	85
4.7.	Analisi dei carichi .....	87
4.7.1.	Peso proprio degli elementi strutturali.....	88
4.7.2.	Carichi permanenti non strutturali .....	88
4.7.3.	Sovraccarichi .....	88
4.8.	Azione sismica di progetto .....	89
4.9.	Risultati delle analisi nello stato di fatto .....	92
4.9.1.	Analisi dinamica modale.....	92
4.9.2.	Analisi statica lineare.....	96
4.9.3.	Verifiche lineari .....	98
4.9.4.	Analisi pushover.....	119
4.9.5.	Analisi dei meccanismi locali di collasso.....	162
5.	Interventi da effettuare per un miglioramento sismico .....	179
5.1.	Interventi per ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai .....	179
5.1.1.	Interventi su solaio a struttura metallica con voltini in laterizio .....	179
5.1.2.	Interventi su solaio composto da travi in legno e pannelle in cotto.....	180
5.1.3.	Interventi su solaio in legno a semplice orditura.....	182
5.2.	Interventi per ridurre l'eccessiva deformabilità del tetto.....	185
5.3.	Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti .....	185
5.3.1.	Ammorsamento nella muratura delle teste delle travi in legno.....	185
5.3.2.	Connessione delle pareti murarie a livello del piano intermedio .....	186
5.3.3.	Connessione delle pareti murarie in sommità.....	187
5.3.4.	Collegamento struttura del tetto con il fabbricato .....	191
5.4.	Analisi dei risultati del modello con solai rigidi e collegamento efficace dei pilastri isolati .....	192
5.4.1.	Analisi dinamica modale.....	193
5.4.2.	Analisi statica lineare.....	196
5.4.3.	Verifiche lineari .....	198
5.4.4.	Analisi pushover.....	218
5.4.5.	Confronto risultati pre-interventi/post-interventi .....	227
5.5.	Miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei materiali .....	232
5.6.	Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto sulle pareti con aperture .....	236
5.6.1.	Analisi dinamica modale.....	236

5.6.2.	Analisi statica lineare .....	239
5.6.3.	Verifiche lineari.....	241
5.6.4.	Analisi pushover .....	261
5.6.5.	Indice di vulnerabilità sismica .....	270
5.6.6.	Confronto analisi pre-intervento/post-interveti .....	270
5.7.	Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto sulle pareti frontale e posteriore.....	275
5.7.1.	Analisi statica lineare .....	275
5.7.2.	Indice di vulnerabilità sismica .....	276
5.8.	Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto sulle pareti maggiormente vulnerabili.....	277
5.8.1.	Analisi dinamica modale .....	277
5.8.2.	Analisi statica lineare .....	280
5.8.3.	Verifiche lineari.....	282
5.8.4.	Analisi pushover .....	302
5.8.5.	Indice di vulnerabilità sismica .....	311
5.8.6.	Confronto analisi pre-intervento/post-interveti .....	311
5.9.	Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto su tutte pareti.....	316
5.9.1.	Analisi dinamica modale .....	316
5.9.2.	Analisi statica lineare .....	319
5.9.3.	Verifiche lineari.....	321
5.9.4.	Analisi pushover .....	341
5.9.5.	Indice di vulnerabilità sismica .....	348
5.9.6.	Confronto analisi pre-interventi/post-interventi.....	348
6.	Conclusioni.....	352
	Bibliografia e Sitografia .....	354



# 1. Introduzione

Il patrimonio edilizio presente sul territorio italiano è costituito per il 57% da edifici con struttura in muratura portante ed inoltre più della metà ha già ampiamente superato la “vita utile di progetto”.

Per di più, è noto che il nostro paese sia soggetto, nella sua grande maggioranza, ad un forte rischio sismico, come confermato dalla moltitudine di eventi calamitosi verificatisi nel passato e riportati in luce da quelli di più recente memoria.

Da tali considerazioni risulta evidente l'urgenza di intervenire su tutti quegli edifici, ormai vetusti, per poter conservare questa grande ricchezza che sono gli edifici storici ed evitare ulteriori eventi drammatici.

Il tema del “Analisi sismica degli edifici in muratura” trattato in questa tesi, risulta quindi di assoluta attualità, soprattutto in questi ultimi anni in cui i terremoti stanno letteralmente distruggendo interi paesi nel centro e sud Italia.

In questa sede si è voluto perciò offrire un quadro generale delle modalità con le quali studiare e successivamente intervenire su un edificio esistente in muratura, proponendo anche un caso studio di un fabbricato esistente sito a Giaveno (TO).

Con particolare riferimento alle “*Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008*” contenute nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 Febbraio 2011, verrà mostrato l'approccio generale all'analisi sismica degli edifici storici in muratura; quindi verranno applicate le indicazioni riportate su tale direttiva ad un edificio esistente, svolgendone l'analisi sismica nello stato di fatto.

Infine, verranno proposti alcuni interventi atti a migliorarne il comportamento strutturale nei confronti dell'azione sismica, quantificandone i benefici tramite il confronto tra i risultati ottenuti attraverso le analisi pre-intervento e post-intervento.

## 2. Evoluzione del quadro normativo nei confronti della sismica

In questo capitolo viene analizzata l'evoluzione della normativa tecnica in quanto la conoscenza del modo in cui sono stati progettati i fabbricati e le modalità tecniche costruttive utilizzate all'epoca dell'edificazione, sono molto utili al fine di definire la vulnerabilità sismica dell'edificio.

Particolare riferimento si fa al testo "*Miglioramento sismico degli edifici esistenti*" di Marco Boscolo Bielo [1] e alle indicazioni riguardanti il software ECS-it prodotto da ReLUIS.

La prima norma sismica avente qualche ufficialità nel territorio italiano, fu emanata nel Regno di Sicilia a seguito del terremoto del gennaio 1693 verificatosi nella zona di Catania e della Valle di Noto, essa conteneva le prime disposizioni tecnico costruttive per rendere efficaci gli elementi strutturali ai fini sismici. Si tratta di un documento emanato il 28 giugno 1694 intitolato "Consiglio e Istruzioni fatte dal Vicario Generale Duca, che fu di Camastro, col voto dell'III.mo Senato, e Corpo Ecclesiastico, per la nuova riedificazione della città".

Un secolo dopo un nuovo evento sismico di grande intensità interessò il territorio calabro-messinese nel 1783. Venne emanato dal Regno di Napoli le "Norme Tecniche ed edilizie per ricostruire le case distrutte" (20 marzo 1784).

Il "Regolamento Edilizio da osservare per le fabbriche nel comune di Norcia" seguì al terremoto di Norcia del 22 agosto 1859. Con tale regolamento si ebbe la prima distinzione negli approcci da seguire tra i fabbricati di nuova costruzione e quelli esistenti da restaurare. Nuovi regolamenti vennero emanati a seguito della formazione del Regno d'Italia con il verificarsi di altrettanti eventi sismici, essi contenevano disposizioni similari a quelle riportate nelle precedenti norme. Si citano come esempio il Regio Decreto del 29 agosto 1884 "Regolamento Edilizio per i comuni dell'isola di Ischia danneggiati dal terremoto del 28 luglio 1883" e il Regio Decreto del 13 novembre 1887 "Regolamento contenente le norme per la costruzione ed il restauro dei comuni liguri danneggiati dal terremoto del 22 febbraio 1887". Un importante norma venne emanata a seguito del terremoto che devastò le zone di Messina e Reggio Calabria nel 1908. Tale Decreto Regio (18 aprile 1909 n. 193) istituì un elenco di località in cui veniva imposto il rispetto di "norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati" in cui, nei calcoli di stabilità e resistenza, venivano considerate anche le "azioni dinamiche dovute al moto sismico ondulatorio, rappresentabile con accelerazioni proporzionali alle masse del fabbricato". Nel decreto viene redatto l'elenco dei comuni dichiarati sismici e per i quali vale la disposizione della norma citata realizzando, di fatto, la prima classificazione sismica del territorio nazionale.

Nel corso degli anni seguirono una serie di normative, tra cui il Regio Decreto n. 573 del 29/04/1915; il Regio Decreto n. 431 del 13 marzo 1927 recante le "Norme Tecniche ed Igieniche di Edilizia per le Località colpite dai Terremoti" che istituì due categorie sismiche,

in relazione al grado di sismicità ed alla costituzione geologica del territorio comunale; quindi la Legge n.64 del 2 febbraio 1974 affida a decreti ministeriali l'emanazione e l'aggiornamento delle disposizioni tecniche.

La classificazione sismica successivamente aggiornata tramite appositi decreti ministeriali tra cui il D.M. 22 settembre 1980 emanato in seguito al terremoto del Friuli del 6 maggio 1976; il D.M. n. 515 del 3 giugno 1981 emanato in seguito al terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980, con il quale venne introdotta la zona sismica di terza categoria.

L'attuale classificazione sismica emanata dalla Protezione Civile con l'OPCM n. 3274 il 20 marzo 2003 si fonda sulla riclassificazione del territorio italiano proposta da una commissione costituita dal Servizio Sismico Nazionale, dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti e dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Con essa tutto il territorio italiano venne classificato come sismico e suddiviso in 4 zone, con pericolosità sismica decrescente. Tali zone sono caratterizzate da 4 classi di accelerazione massima del suolo (PGA) con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni:

- Zona 1: sismicità alta,  $PGA > 0.25g$ ;
- Zona 2: sismicità media,  $0.25g < PGA < 0.15g$ ;
- Zona 3: sismicità bassa,  $0.15g < PGA < 0.05g$ ;
- Zona 4: sismicità molto bassa,  $PGA < 0.05g$ .

Nel 2006 viene pubblicata con l'OPCM 3519 una nuova classificazione sismica con alcune modifiche tra cui l'introduzione di sottozone con valori intermedi.

Si giunse quindi al D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" che ripropose ed affinò i contenuti nell'OPCM 3519 ma servì un altro terremoto, Abruzzo 2009, per decretare l'entrata in vigore e quindi l'obbligatorietà dei nuovi criteri di calcolo e di suddivisione del territorio nazionale.

Infine, queste ultime sono state aggiornate recentemente con il decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 17 gennaio 2018.

Per la visualizzazione e la restituzione a scala nazionale dell'evoluzione della classificazione sismica del territorio nazionale in un arco di tempo che va dal 1909 al 2003 può essere utilizzato il software ECS-it prodotto da ReLUIS. Esso è un sistema informativo geografico (GIS) con il quale è rilevabile l'evoluzione della classificazione sismica per ciascun comune a seguito dell'emanazione di leggi e decreti.

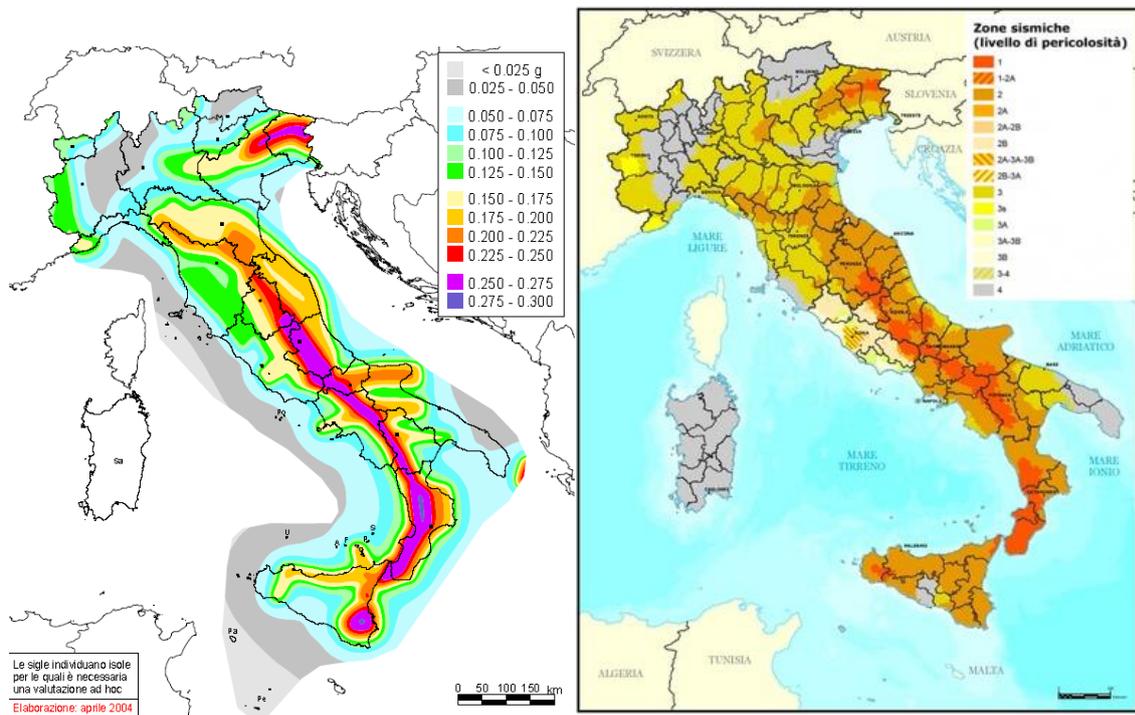


Immagine 2.1 – Mappa della pericolosità sismica e Classificazione sismica del territorio italiano. INGV, 2004 [2] - Presidenza del consiglio dei ministri, Dipartimento di protezione Civile, Ufficio rischio sismico e vulcanico, 2015 [3].

### 3. Trattazione generale dell'analisi di un edificio in muratura

Prima di esaminare nello specifico l'edificio per il quale verrà svolta l'analisi sismica, è doveroso discutere più in generale le modalità con le quali vengono studiati gli edifici in muratura.

Il documento al quale si fa particolare riferimento sono le *“Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008”* contenute all'interno della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri emanata nel 2011 [6]. Essa fornisce le indicazioni per la valutazione e riduzione del rischio sismico con riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. 14 gennaio 2008 e la relativa circolare [5] contenente le istruzioni per l'applicazione di dette norme. La sopra citata Direttiva è stata redatta con lo scopo di specificare un percorso di conoscenza, valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche e progetto di eventuali interventi.

Tutto ciò si traduce nel definire il rischio sismico e quindi la vulnerabilità delle costruzioni esistenti ed infine progettare interventi in grado di aumentarne il livello di sicurezza.

Il rischio sismico è la probabilità che si verifichi o che venga superato un certo livello di danno o di perdita in termini economico-sociali in un prefissato intervallo di tempo ed in una data area, a causa di un evento sismico. Di fondamentale importanza è la sua definizione per la mitigazione e gestione dello stesso. Nel calcolare il rischio si considera la sicurezza della vita potenziale e le perdite economiche, dovute non solo al danno strutturale ma anche ai danni contenuti subiti dagli impianti e l'interruzione degli affari.

Esso può essere calcolato come combinazione dei 3 fattori che lo caratterizzano:

$$\text{Rischio Sismico} = \text{Pericolosità} \times \text{Vulnerabilità} \times \text{Esposizione}$$

La pericolosità è la stima quantitativa dello scuotimento del terreno dovuto ad un evento sismico, in una determinata area.

La vulnerabilità sismica è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli, quanto più un edificio è vulnerabile, tanto maggiori saranno i danni a seguito di un evento sismico.

L'esposizione valuta gli elementi o beni che possono essere negativamente affetti da un evento sismico. Esempi di elementi o beni da prendere in considerazione nella valutazione dell'esposizione sono: la popolazione, le attività economiche, i servizi pubblici e i beni culturali.

Il livello di sicurezza può essere rappresentato da un indicatore che mette in relazione la capacità di resistenza e/o spostamento della struttura e la richiesta in termini di resistenza e/o spostamento del sisma.

La capacità di resistenza è correlata alla vulnerabilità della struttura e dipende dalla tipologia costruttiva dell'edificio, dal materiale e dai dettagli costruttivi, cioè tutti quei particolari che conferiscono solidità alla struttura.

La richiesta di resistenza dipende invece dall'azione sismica che a sua volta è funzione del luogo, delle caratteristiche e dell'uso del manufatto. Essa si correla alla pericolosità sismica del sito.

Per aumentare il livello di sicurezza di un edificio bisogna quindi agire sulla capacità di resistenza, diminuendo la vulnerabilità del fabbricato, in quanto la richiesta è funzione di parametri che non possono essere modificati.

Vengono quindi progettati interventi atti a aumentare il livello di sicurezza nei confronti dell'azione sismica.

Nel seguito vengono trattate più nei particolari le modalità per analizzare un edificio esistente in muratura.

### **3.1. Stati limite**

Sono quattro i principali stati limite definiti dalle NTC nel caso di edifici non tutelati, nello specifico si hanno due stati limite ultimi con lo scopo di tutelare la costruzione e l'incolumità degli occupanti nei confronti degli eventi sismici con bassa probabilità di avvenimento e di forte intensità (stato limite di salvaguardia della vita SLV e stato limite di collasso SLC) e due stati limite di esercizio con il fine di limitare i danni per garantirne la funzionalità del manufatto nel caso di terremoti meno intensi e più frequenti (stato limite di operatività SLO e stato limite di danno SLD).

Di norma si considerano lo stato limite di salvaguardia della vita e lo stato limite di danno. A questi stati limite si aggiunge lo stato limite di danno ai beni artistici (SLA) per la tutela delle opere d'arte, quali ad esempio apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio.

### **3.2. Livelli di valutazione**

Per la valutazione della sicurezza sismica vengono individuati tre diversi livelli di crescente completezza:

- LV1, la sua valutazione è utile per l'attuazione di politiche di prevenzione sismica da effettuarsi su scala territoriale. Il livello LV1 richiede la conoscenza della costruzione e dello stato di conservazione, la valutazione della vulnerabilità e del rischio e l'eventuale progetto di interventi per la prevenzione. Tutto ciò è finalizzato alla conoscenza del livello di sicurezza, valutato attraverso l'indice di sicurezza sismica o il fattore di accelerazione o la vita nominale per il quale il manufatto presenta un indice di sicurezza pari ad 1 (definiti nel successivo paragrafo 2.3). La valutazione di

tali parametri viene effettuata tramite metodi semplificati funzione di un numero limitato di parametri geometrici e meccanici che possono essere ottenuti tramite il semplice rilievo visivo e l'identificazione dei caratteri costruttivi.

- LV2, da utilizzare per la valutazione di interventi su zone limitate dell'edificio che quindi non modificano in modo deciso il comportamento strutturale del fabbricato, per i quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1. L'indice di sicurezza sismica o la vita nominale vengono calcolati, al fine di quantificare i benefici apportati e la loro effettiva efficacia, sia per il fabbricato nello stato di fatto sia a valle degli interventi.
- LV3, per il progetto di interventi che alterano in modo significativo il comportamento strutturale complessivo o quando nel caso di richiesta una attenta valutazione della sicurezza sismica del manufatto. Nella valutazione deve essere considerato il manufatto intero e può essere utilizzato un modello strutturale globale, nel caso in cui esso possa essere ritenuto attendibile, o metodi di analisi locale, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione. Come nel caso del livello LV2 l'indice di sicurezza sismica o la vita nominale vengono valutati sia per il fabbricato nello stato di fatto sia a valle degli interventi, per definire la loro effettiva efficacia.

### 3.3. Livelli di sicurezza sismica

Il livello di sicurezza sismica di riferimento dipende dalle proprietà del manufatto e del suo uso, quindi degli effetti più o meno gravi di un suo danneggiamento a seguito di un evento sismico. A tale scopo è utile definire alcuni parametri prima di procedere alla discussione degli indici per la determinazione del livello di sicurezza.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  e ad una probabilità di superamento  $P_{V_R}$ .

Il periodo di riferimento  $V_R$  è definito come il prodotto tra la vita nominale  $V_N$ , a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale viene eventualmente progettato un intervento, e la classe d'uso della costruzione  $C_U$ . I valori di questi due parametri sono definiti al *paragrafo 2.4 delle NTC2018* [6].

La probabilità di superamento dipende dallo stato limite al quale si fa riferimento, essa è definita al *paragrafo 3.2.1 delle NTC2018* [6], in particolare per lo stato limite di salvaguardia della vita è pari al 10% mentre per lo stato limite di danno è pari al 63%.

Questi due parametri insieme definiscono il periodo di ritorno di riferimento  $T_R$ , tramite la relazione riportata di seguito:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Dal periodo di ritorno è possibile ricavare i parametri dell'azione sismica per il sito considerato.

Per quantificare il livello di sicurezza sia nello stato attuale sia nella condizione post-intervento, per ogni stato limite è possibile confrontare i valori di riferimento dell'azione sismica con quelli per i quali viene effettivamente raggiunto quello stato limite.

Si definisce l'indice di sicurezza sismica il rapporto tra il periodo di ritorno  $T_{SL}$  dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL=SLV, SLD...) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento  $T_{R,SL}$  calcolato con la formula definita in precedenza.

$$I_{S,SL} = \frac{T_{SL}}{T_{R,SL}}$$

La condizione di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per lo stato limite ed il particolare uso considerato è raggiunta qualora il valore di tale indice risulti maggiore o uguale a 1. Valori inferiori ad 1 evidenziano situazioni di possibili criticità.

In alternativa per valutare la sicurezza si può fare riferimento alla vita nominale corrispondente allo stato attuale e quella ottenibile a seguito di un intervento. Essa è calcolata con la seguente formula:

$$V_N = -\frac{T_{SL}}{C_U} \ln(1 - P_{VR})$$

Dove  $T_{SL}$  è il periodo di ritorno dell'azione sismica che conduce allo stato limite considerato da valutare prima e dopo l'intervento e  $P_{VR}$  è la relativa probabilità di superamento.

Un ulteriore indice di sicurezza può essere ottenuto con riferimento all'accelerazione al suolo. Si definisce, quindi, il fattore di accelerazione come il rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento.

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

Con tale indice si ottiene un riscontro quantitativo immediato sulla carenza in termini di resistenza.

### 3.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Con essa si intende lo scuotimento del suolo atteso in un sito a causa di un terremoto.

La pericolosità sismica può essere definita tramite l'accelerazione orizzontale massima attesa, oppure in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione con prefissata probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento.

I parametri dell'azione sismica, forniti dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* ed approvati con *D.M. 14 Gennaio 2008* [5], sono definiti su tutto il territorio nazionale in funzione delle coordinate geografiche a partire da un reticolo di lato pari a 5 km per diversi periodi di ritorno, compresi tra 30 e 2475 anni.

Questi parametri derivano da una analisi probabilistica il cui scopo è mettere in relazione i periodi di ritorno con le accelerazioni al suolo in un determinato luogo, considerando tutti i terremoti verificatisi nel passato in quella regione.

I fattori che bisogna considerare per calcolare l'azione sismica di progetto sono: il sito nel quale si trova l'edificio, la probabilità di superamento, funzione dello stato limite considerato, ed il periodo di riferimento, il quale dipende dalle caratteristiche del manufatto e dal suo uso.

Il periodo di ritorno di riferimento è funzione dello stato limite che si considera nell'analisi.

Di norma si considerano lo stato limite di salvaguardia della vita e lo stato limite di danno.

Il moto sismico è nondimeno influenzato dalle caratteristiche geologico-stratigrafiche e topografiche locali che quindi devono essere il più possibile valutate con precisione. La definizione delle categorie topografiche e stratigrafiche ed i rispettivi coefficienti correttivi da applicare sono riportati al *paragrafo 3.2.2 delle NTC2018* [6].

Tutto ciò serve per definire lo spettro di risposta elastico di riferimento. Esso fornisce, per diversi periodi di oscillazione, il valore della pseudo-accelerazione dell'oscillatore elementare soggetto all'azione sismica, per un fissato valore del rapporto di smorzamento (caratteristica della struttura). Per ricavare lo spettro di risposta di progetto, che identifica la richiesta in accelerazione, bisogna correggere lo spettro di risposta elastico tramite il fattore di struttura il quale considera la duttilità della struttura.

Le equazioni per la valutazione dei parametri dell'azione sismica sono riportate nel *paragrafo 3.2.3. delle NTC2018* [6].

### 3.5. Conoscenza del manufatto

La muratura è un materiale composito costituito dall'assemblaggio di elementi, che possono essere naturali (pietre erratiche, a spacco, sbozzate o squadrate) o artificiali (laterizi).

La risposta meccanica della muratura, essendo un materiale composito, dipende da una moltitudine di variabili, identificabili principalmente nelle seguenti caratteristiche: il materiale costituente gli elementi (pietra, laterizio, terra cruda, ecc., usati anche in modo misto); le dimensioni e la forma degli elementi; la tecnica di montaggio (a secco o con giunti di malta); la tessitura, ovvero la disposizione geometrica degli elementi nel paramento murario; ulteriori dettagli (listatura, uso di scaglie, ecc.).

La conoscenza approfondita della costruzione storica in muratura risulta quindi un requisito fondamentale per la valutazione del livello di sicurezza attuale della struttura, nonché per il progetto di eventuali interventi tali da rendere la struttura più sicura nei confronti dell'azione sismica.

Bisogna ricercare le caratteristiche originarie del fabbricato, nonché le modifiche intercorse nel tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento derivati dalle trasformazioni antropiche, all'invecchiamento dei materiali ed agli eventi calamitosi.

In funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali si perviene a diversi livelli di approfondimento.

Il percorso di conoscenza può essere ricondotto alle seguenti attività:

- Primo rilievo schematico del manufatto per identificare il rapporto intercorrente tra l'edificio stesso e eventuali aree di rischio, nonché la relazione con il contesto urbano circostante.
- Rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, inteso come la descrizione della geometria del fabbricato e di eventuali fenomeni fessurativi. Ciò consiste nell'identificazione delle proprietà plano-altimetriche degli elementi costruttivi e dello schema strutturale resistente. Il rilievo geometrico è utile a definire la geometria del modello da utilizzare nell'analisi sismica, i suoi vincoli e i carichi agenti. Il rilievo dell'eventuale quadro fessurativo ha lo scopo di identificare i motivi e le possibili evoluzioni delle criticità strutturali dell'organismo.
- Individuazione della evoluzione del fabbricato tramite una analisi storica della sequenza delle fasi di trasformazione edilizia dall'ipotetica configurazione originaria a quella attuale. Ciò è utile per una corretta identificazione del sistema resistente e dello stato di sollecitazione. La successione realizzativa delle diverse parti del fabbricato è utile per l'identificazione delle possibili zone di discontinuità e disomogeneità del materiale. Bisogna inoltre ricercare gli eventi significativi e traumatici verificatisi ed i corrispondenti effetti in quanto la risposta della struttura ad

un evento eccezionale può consentire di identificare un modello qualitativo di comportamento.

- Individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con particolare interesse verso le tecniche di realizzazione, i dettagli costruttivi e le connessioni tra gli elementi. Tutto ciò può essere ottenuto tramite indagini non distruttive di tipo indiretto (termografia, georadar, tomografia sonora, ecc.) o ispezioni dirette debolmente distruttive (endoscopie, scrostamenti di intonaci, saggi, piccoli scassi, ecc.). Particolare attenzione dovrà essere riservata al riconoscimento dei parametri caratteristici della "regola d'arte", cioè l'insieme di tutti quegli accorgimenti costruttivi che, se eseguiti durante la costruzione di un muro, ne garantiscono il buon comportamento e ne assicurano la compattezza ed il monolitismo. Questo aspetto verrà approfondito nel *paragrafo 3.5.1*.
- L'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado e delle proprietà meccaniche. Il rilievo visivo ed alcune semplici indagini sono quasi sempre sufficienti per definire il materiale ed il livello di degrado. Tuttavia, la modellazione del comportamento strutturale necessita della definizione delle proprietà meccaniche non solo del materiale ma della muratura nel suo complesso. I parametri meccanici dei materiali e della muratura possono essere ricavati tramite indagini debolmente distruttive o distruttive. Qualora non fosse possibile eseguire delle indagini, si può fare riferimento alle indicazioni riportate nell'*Appendice C8A della Circolare applicativa [5]*. Ulteriori dettagli riguardanti la classificazione della muratura sono contenuti al *paragrafo 3.5.2*.
- La conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento anche alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti. Per ottenere la forma, le dimensioni ed i materiali costituenti la fondazione possono essere eseguite delle indagini pianificate dopo aver accuratamente studiato la documentazione disponibile al fine di ottimizzarle. Vengono preferite indagini di tipo non distruttive come ad esempio prove geofisiche o tomografiche. Se necessario possono essere eseguite perforazioni a carotaggio continuo, variamente orientate, tali da raggiungere i piani di fondazione e intestarsi adeguatamente nel sottosuolo.

Nei due paragrafi successivi verranno approfonditi due aspetti fondamentali per la conoscenza del manufatto al fine di realizzare un modello il più possibile coerente con la struttura reale.

### 3.5.1. Parametri caratteristici della “regola dell’arte”

I principi della meccanica dei materiali ed i dogmi della scienza delle costruzioni non sono rispettati nella progettazione delle strutture in muratura in quanto queste non rispettano le ipotesi alla base della teoria, perciò nel passato si sono sviluppate tecniche costruttive ed accortezze da utilizzare per garantire un buon comportamento strutturale, la compattezza ed il monolitismo delle costruzioni in muratura. Tali accorgimenti derivano da una pratica costruttiva millenaria e dall’osservazione diretta del comportamento delle murature sia in fase statica che sotto sisma e sono codificati in manuali di epoca antica e premoderna. Tutti questi criteri esecutivi e di proporzionamento affinati nel tempo sono configurabili come “regola dell’arte”.

Durante il rilievo in situ di un fabbricato in muratura è di fondamentale importanza valutare con precisione la loro presenza per ricavare successivamente i parametri meccanici utili alla caratterizzazione della muratura.

Citando quanto contenuto all’interno dell’articolo “*Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche*” pubblicato dal consorzio ReLUI e redatto da A. Borri e A. De Maria nel 2015 [7], riporto la sintetica descrizione degli elementi che, tutti insieme, definiscono la regola dell’arte:

“ ... omissis ...

- **Orizzontalità dei filari.** Tale requisito induce una buona distribuzione dei carichi verticali data la regolarità della superficie di appoggio tra i vari elementi. Assume particolare importanza anche in occasione delle azioni sismiche, poiché consente l’oscillazione della parete attorno a cerniere cilindriche orizzontali senza danneggiare la muratura. Medesime finalità hanno i ricorsi orizzontali in mattoni (listature) che con interesse periodico regolarizzano le murature in pietre e ciottoli.
- **Presenza dei diatoni/ingranamento trasversale.** Questo requisito impedisce la separazione della parete in più paramenti costruiti l’uno a ridosso dell’altro e, inoltre, permette la distribuzione del carico su tutto lo spessore del muro anche in quei casi in cui il carico è gravante sul bordo della parete (ad es. un solaio appoggiato solo sull’interno). Il requisito può essere soddisfatto grazie ai diatoni, ossia pietre passanti attraverso lo spessore della parete. Ugualmente efficaci sono le connessioni trasversali con elementi laterizi o di pietra non completamente passanti ma in grado di interessare gran parte dello spessore della parete ed ingranati fra loro (semidiatoni).
- **Forma degli elementi resistenti.** La presenza di due facce orizzontali sufficientemente piane, come avviene con elementi di forma squadrata, assicura la mobilitazione delle forze d’attrito, cui si deve gran parte della capacità di una parete di resistere a sollecitazioni orizzontali ad essa complanari. Infatti, l’attrito si

mobilità principalmente sotto l'effetto della forza peso della muratura sovrastante la superficie di scorrimento ed è massima quando le superfici di scorrimento sono ortogonali alla forza peso.

- **Sfalsamento dei giunti verticali/ingranamento nel piano.** Tale condizione, insieme alla forma squadrata delle pietre, permette "l'effetto catena" che fornisce una certa resistenza a trazione alla muratura. Inoltre, anche se le pietre non sono squadrate, se si hanno giunti regolarmente sfalsati si mobilita un'altra risorsa resistente delle murature: il cosiddetto "effetto incastro" legato all'ingranamento nel piano della muratura fra gli elementi resistenti.
- **Dimensione degli elementi resistenti.** Elementi resistenti di dimensioni rilevanti rispetto allo spessore del muro assicurano un buon grado di monoliticità della parete. Inoltre, proprio per la loro dimensione, risultano spesso ben ingranati fra loro.
- **Qualità della malta/efficace contatto fra elementi/zeppe.** Il contatto fra gli elementi, necessario per trasmettere e ripartire le azioni fra le pietre in maniera uniforme e per trasmettere le forze fino al terreno, si ottiene o per contatto diretto fra elementi squadrati o tramite la malta (nella maggior parte dei casi) o, in caso di muri irregolari con malta degradata, grazie a pietre di dimensione minore inserite nei giunti, le cosiddette "zeppe". La malta, oltre a regolarizzare il contatto tra le pietre, se di buona qualità, può assicurare anche una certa resistenza di natura coesiva alla muratura.
- **Resistenza degli elementi.** Questo requisito vuole tenere conto di tre possibili situazioni negative: elementi intrinsecamente deboli (caso limite: i mattoni di fango che si utilizzano in certe zone del mondo); laterizi fortemente forati; elementi degradati, ad esempio per umidità o per esposizione alle intemperie.

... omissis ... "

### 3.5.2. Caratterizzazione della muratura

La caratterizzazione di un materiale o della muratura nel suo complesso è l'analisi propedeutica per ricavare i valori dei parametri meccanici fondamentali, essa si effettua tramite il rilievo, prove sperimentali in situ ed in laboratorio. La corretta identificazione delle caratteristiche meccaniche assume fondamentale importanza nel caso di analisi dello stato di fatto degli edifici esistenti e per il progetto di eventuali interventi.

### Caratterizzazione della muratura secondo la normativa attuale

La normativa attuale ci fornisce delle indicazioni per poter caratterizzare il materiale quale la muratura.

In particolare, i *paragrafi 4.5 e 11.10 delle NTC2018* [6] prescrivono i valori dei parametri meccanici quali la resistenza a compressione, la resistenza al taglio, il modulo elastico normale ed il modulo elastico tangenziale, in funzione della qualità della malta e della resistenza caratteristica a compressione dell'elemento murario artificiale o naturale, per opere di nuova costruzione.

Nel caso di edifici esistenti, il capitolo di interesse è il *capitolo 8 delle NTC2018* [6] che tratta il tema delle costruzioni esistenti, nonché le indicazioni riportate sulla *circolare applicativa n.617 del 2 febbraio 2009 nell'allegato C8A* [5].

In base alla tipologia di muratura, la *tabella C8A.2.1* della circolare, riporta i valori di riferimento massimi e minimi dei parametri meccanici, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte. Questi aspetti sono attribuibili a murature storiche e di scarse proprietà meccaniche.

I parametri meccanici contenuti all'interno della tabella sono i seguenti:

- $f_m$ : resistenza media a compressione della muratura;
- $\tau_0$ : resistenza media a taglio della muratura;
- $E$ : valore medio del modulo di elasticità normale;
- $G$ : valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- $w$ : peso specifico medio della muratura;

Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un rilievo dettagliato degli aspetti costruttivi. I moduli di elasticità normale e tangenziale sono da considerarsi in condizioni non fessurate e corretti opportunamente in caso di fessurazione.

Qualora la muratura presentasse caratteristiche differenti a quelle riportate precedentemente alle quali fanno riferimento i parametri meccanici, questi ultimi devono essere corretti al fine di tenerne in conto.

Per la correzione dei parametri meccanici si può fare riferimento ai coefficienti correttivi riportati nella *tabella C8A.2.2* da applicarsi in presenza di: malta di buone caratteristiche, giunti sottili, presenza di ricorsi, presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti, nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio, consolidamento iniezione di miscele leganti, consolidamento con intonaco armato, consolidamento con diatoni artificiali.

Tabella C8A.2.1 - valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$ )	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella C8A.2.2 – Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in tabella C8A.2.1)

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

La *tabella C8A.2.1* indica un range di valori medi dei parametri meccanici per una certa tipologia di muratura, per la definizione del valore da utilizzare la *circolare applicativa 617 del 2 febbraio 2009* [5] propone una metodologia in base al livello di conoscenza:

- **Livello di conoscenza LC1:**

Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in *tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione;

Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella *tabella* suddetta;

- **Livello di conoscenza LC2:**

Resistenze: medie degli intervalli riportati in *tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione;

Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella *tabella* suddetta;

- **Livello di conoscenza LC3 caso a),** nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza:

Resistenze: media dei risultati delle prove;

Moduli elastici: media delle prove o i valori medi degli intervalli riportati nella *tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione;

- **Livello di conoscenza LC3 caso b),** nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza:

Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella *tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale;

Moduli elastici: media delle prove o i valori medi degli intervalli riportati nella *tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione;

- **Livello di conoscenza LC3 caso c),** nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza:

Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella *tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale;

Moduli elastici: media delle prove o i valori medi degli intervalli riportati nella *tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione.

La definizione del livello di conoscenza è basata sulla qualità della definizione della geometria dell'edificio, dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali. Il livello di approfondimento è funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

I dettagli costruttivi da esaminare fanno parte dei parametri della "regola dell'arte" tra cui figurano:

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

La misura diretta delle caratteristiche meccaniche può essere effettuata tramite delle indagini sperimentali. Esse consistono in prove debolmente distruttive o distruttive, in particolare la caratterizzazione degli elementi costituenti, quali malta, mattoni o elementi lapidei, può essere eseguita in sito o su piccoli campioni in laboratorio mentre per la caratterizzazione del complesso murario si possono effettuare prove in sito più o meno invasive.

Per la malta possono essere eseguite prove sclerometriche e penetrometriche o analisi chimiche su campioni prelevati in profondità per evitare gli effetti del degrado superficiale. Sui mattoni possono essere effettuate prove meccaniche in laboratorio di compressione e flessione per quantificare la resistenza a trazione e compressione ed il modulo elastico.

Le caratteristiche meccaniche della muratura possono essere desunte dalle proprietà degli elementi costituenti solo nel caso di muratura in mattoni o in elementi naturali quadrati ed a tessitura regolare, facendo riferimento alle indicazioni contenute al *paragrafo 11.10 delle NTC2018* [6]. Negli altri casi è possibile fare ricorso alle seguenti prove:

- Per determinare il modulo di elasticità normale e la resistenza a compressione si può far uso del doppio martinetto piatto e della prova a compressione su un pannello murario.

La prova effettuata con il doppio martinetto piatto è debolmente distruttiva, in quanto eseguita su una porzione limitata di un paramento murario sottoposto ad una sollecitazione massima corrispondente all'innescò della fessurazione, da realizzare mediante l'esecuzione di tagli di piccole dimensioni.

Invece la prova a compressione su un pannello murario risulta molto invasiva in quanto coinvolge una porzione considerevole di muratura e richiede dei tagli di notevole dimensione per l'alloggiamento dei martinetti.

- Per la determinazione della resistenza e del modulo di taglio sono utilizzabili le prove a compressione diagonale su un pannello quadrato e la prova di compressione e di taglio su un pannello rettangolare di altezza doppia rispetto alla larghezza. Entrambe queste prove sono fortemente invasive.

Queste prove dovranno essere eseguite solamente se ben motivate ed in zone adeguatamente selezionate.

Le prove distruttive possono essere utilizzate per la calibrazione di prove non distruttive, come ad esempio le prove soniche ed ultrasoniche. Esse permettono di valutare l'omogeneità dei parametri meccanici nelle diverse parti della costruzione e quindi di estendere i risultati ottenuti con le prove distruttive.

In base al grado di dettaglio del rilievo e delle prove sperimentali che vengono eseguite, si distinguono:

- Indagini in situ limitate: servono per completare le informazioni sui materiali ottenute dalla letteratura, dalle regole in vigore all'epoca della costruzione e per individuare la tipologia muraria. Si basano su esami visivi della superficie muraria tramite la rimozione di una zona di intonaco, preferibilmente in corrispondenza degli angoli per verificare l'ammorsamento tra le pareti.
- Indagini in situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Per individuare la tipologia della muratura possono essere eseguite prove con martinetto piatto doppio, prove di caratterizzazione della malta e eventualmente di pietre e mattoni. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati a completamento delle prove richieste.
- Indagini in situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulle resistenze del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi e alle prove di cui ai punti precedenti, si effettuano ulteriori prove sperimentali tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura.

All'interno della *tabella C8A.1.1* sono riportati i requisiti per la definizione dei diversi livelli di conoscenza ed i valori dei fattori di confidenza da utilizzare durante le verifiche, inoltre sulla circolare applicativa è riportata la seguente definizione dei livelli di conoscenza:

- **Il livello di conoscenza LC3** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$ ;
- **Il livello di conoscenza LC2** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1.2$ ;

- **Il livello di conoscenza LC1** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1.35$ .

Tabella C8A.1.1 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

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

### **Caratterizzazione della muratura con l'ausilio dell'Indice di Qualità Muraria**

Un metodo alternativo per la caratterizzazione di murature di edifici esistenti fa uso dell'indice di qualità muraria. Questo metodo è stato proposto da A. Borri e A. De Maria all'interno dell'articolo "Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche" pubblicato dal consorzio ReLUIIS nel 2015 [7]. Esso si basa sull'identificazione per la muratura in esame dei parametri caratteristici della "regola d'arte" riportati al paragrafo 3.5.1.

Per ogni caratteristica muraria riportata, si assegna una valutazione (NR = parametro non rispettato, PR = parametro parzialmente rispettato, P = parametro rispettato) in base alle descrizioni riportate sulla scheda IQM [7]:

- **Orizzontalità dei filari (OR.)**

NR: I tratti orizzontali sono interrotti o con evidenti sfalsamenti sull'intera facciata muraria.

PR: Situazioni intermedie fra il rispetto e il non rispetto, compreso il caso di filari orizzontali solo su una faccia della parete.

R: Filari orizzontali su gran parte della parete, senza presentare interruzioni di continuità e su entrambe le facce della parete. Murature listate con listature a interasse inferiore a 60 cm.

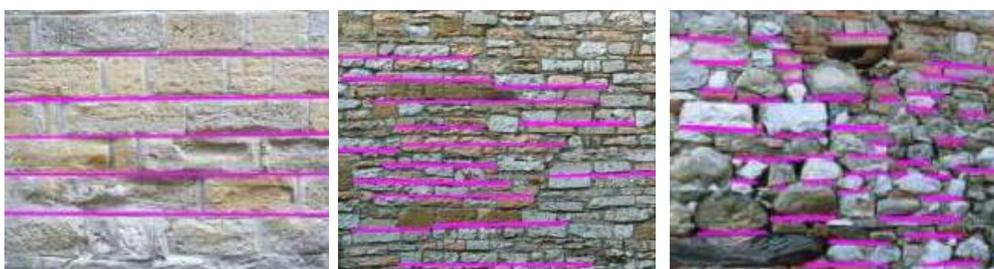


Immagine 3.1 – Orizzontalità dei filari. Da sinistra si ha: OR. Rispettato, OR. Parzialmente Rispettato, OR. Non Rispettato. Immagini tratte da "A Method for the analysis and classification of historic masonry", A. Borri. 2015 [8].

- **Presenza dei diatoni/ingranamento trasversale (P.D.)**

NR: Pietre piccole rispetto allo spessore del muro; assenza di pietre palesemente disposte in senso trasversale alla parete ("di testa").

PR: Paramento ben tessuto ed ordinato almeno su una faccia; alcune pietre sono disposte "di testa"; spessore del muro non eccessivo rispetto alle dimensioni delle pietre.

R: Paramento ben tessuto; blocchi o pietre di dimensione paragonabile a quella dello spessore della parete; presenza sistematica di pietre disposte "di testa".

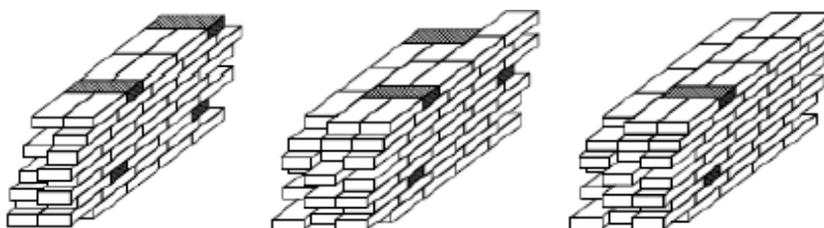


Immagine 3.2 – Presenza dei diatoni/ingranamento trasversale. Da sinistra si ha: P.D. Rispettato, P.D. Parzialmente Rispettato, P.D. Non Rispettato. Immagini tratte da "A Method for the analysis and classification of historic masonry", A. Borri. 2015 [8].

- **Forma degli elementi resistenti (F.EL.)**

NR: Prevalenza di elementi di forma irregolare o arrotondata oppure ciottoli su entrambe le facce della parete.

PR: Compresenza di elementi irregolari o ciottoli e blocchi di forma squadrata o mattoni. Pareti con una faccia di blocchi di forma regolare o mattoni e l'altra faccia di ciottoli od elementi di forma irregolare. Elementi arrotondati o irregolari ma con interstizi riempiti di zeppe ben inserite.

R: Prevalenza di elementi di forma squadrata o sbazzata oppure mattoni o laterizi di forma parallelepipedica su entrambe le facce della parete.



Immagine 3.3 – Forma degli elementi resistenti. Da sinistra si ha: F.EL. Rispettato, F.EL. Parzialmente Rispettato, F.EL. Non Rispettato. Immagini tratte da "A Method for the analysis and classification of historic masonry", A. Borri. 2015 [8].

- **Sfalsamento dei giunti verticali/ingranamento nel piano (S.G.)**

NR: Giunti verticali allineati. Giunti allineati verticalmente su due o più elementi in ampie porzioni della parete. Parete di soli diatoni di mattoni pieni, anche con giunti verticali sfalsati. Evidente assenza d'ingranamento su una o più linee verticali della parete.

PR: Giunto verticale in posizione intermedia tra zona centrale dell'elemento inferiore e il suo bordo.

R: Giunti verticali in corrispondenza della zona centrale dell'elemento inferiore (escluso il caso di parete in mattoni pieni disposti solo a diatoni).

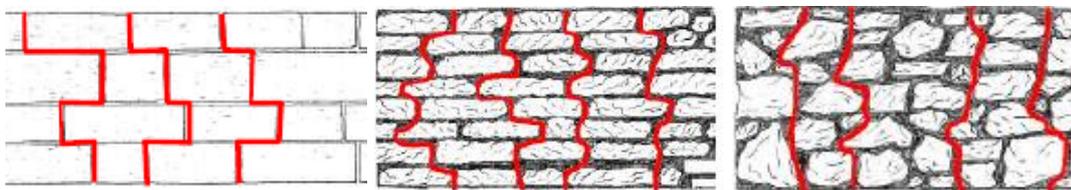


Immagine 3.4 – Sfalsamento dei giunti verticali/ingranamento nel piano. Da sinistra si ha: S.G. Rispettato, S.G. Parzialmente Rispettato, S.G. Non Rispettato. Immagini tratte da "A Method for the analysis and classification of historic masonry", A. Borri. 2015 [8].

- **Dimensione degli elementi resistenti (D.EL.)**

NR: Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sotto i 20 cm. Parete di soli diatoni in mattoni pieni.

PR: Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore fra 20 e 40 cm. Compresenza di elementi di dimensione variabile.

R: Prevalenza di elementi con la loro dimensione maggiore sopra i 40 cm.



Immagine 3.5 – Dimensione degli elementi resistenti. Da sinistra si ha: D.EL. Rispettato, D.EL. Parzialmente Rispettato, D.EL. Non Rispettato. Immagini tratte da "A Method for the analysis and classification of historic masonry", A. Borri. 2015 [8].

- **Qualità della malta/efficace contatto fra elementi/zeppe (MA.)**

NR: Malta scadente o degradata e polverulenta e del tutto priva di coesione. Malta assente (escluso caso previsto sotto in "R"). Giunti di malta di dimensioni eccessive, paragonabili a quelle degli elementi se la malta non è di ottima qualità. Muratura di elementi porosi (es. tufo) con scarsa aderenza fra la malta e gli stessi elementi.

PR: Malta di qualità intermedia, con giunti non eccessivamente erosi. Murature con elementi irregolari e malta degradata ma con zeppe efficacemente inserite negli spazi fra elementi.

R: Malta in buono stato e ben conservata, con giunti di dimensione non eccessiva rispetto alle pietre o ai mattoni o con giunti ampi e malta di ottima qualità. Muratura con grandi elementi squadrati e priva di malta o con strato di malta sottilissimo. In tal caso si intende "rispettato" il requisito di un efficace contatto fra le pietre.



Immagine 3.6 – Qualità della malta/efficace contatto fra elementi/zeppe. Da sinistra si ha: MA. Rispettato, MA. Parzialmente Rispettato, MA. Non Rispettato. Immagini tratte da "A Method for the analysis and classification of historic masonry", A. Borri. 2015 [8].

- **Resistenza degli elementi (RE.EL.)**

- NR: Elementi degradati (> 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con percentuale di foratura > 70%. Mattoni in fango o argilla non cotta.
- PR: Elementi della muratura degradati (~ fra 10% e 50% del totale degli elementi). Elementi laterizi con foratura fra 70% e 45%. Elementi in tufo tenero (calcarenite).
- R: Pietre non degradate o poco degradate. Muratura con pochi elementi degradati (< 10%). Mattoni pieni cotti. Elementi di tufo duro (vulcanico). Elementi laterizi con foratura < 45%. Blocchi in calcestruzzo (anche forati).



*Immagine 3.7 – Resistenza degli elementi. Da sinistra si ha: RE.EL. Rispettato, RE.EL. Parzialmente Rispettato, RE.EL. Non Rispettato. Immagini tratte da "A Method for the analysis and classification of historic masonry", A. Borri. 2015 [8].*

Vengono attribuiti quindi dei punteggi in funzione dei giudizi espressi (Tabella 3.1) che sono poi combinati per ricavare il valore dell'IQM per la muratura.

L'indice IQM viene valutato separatamente per le tre diverse tipologie di azioni: carichi verticali, carichi orizzontali che sollecitano il pannello murario nel suo piano medio, azioni che sollecitano il pannello murario ortogonalmente al piano medio. I parametri della regola dell'arte influenzano in maniera diversa la risposta del muro ai diversi tipi di azione che lo sollecitano e per tale motivo appare corretto considerare separatamente i tre casi, ottenendo quindi tre diversi valori di IQM: IQM verticale, IQM nel piano, IQM ortogonale al piano.

Nel caso di azioni verticali, una parete può andare in crisi per rottura a compressione o per instabilità. Per avere la rottura a compressione l'elemento resistente deve essere intrinsecamente debole o la muratura fortemente degradata, il parametro che ne tiene in conto è il parametro di resistenza degli elementi (R.EL.). Inoltre, eventuali concentrazioni di tensioni all'interno della muratura influenzano la rottura a compressione ed i parametri che più di altri impediscono errate diffusioni delle tensioni nel pannello murario sono la presenza di blocchi squadrati (F.EL.), l'orizzontalità dei filari (OR.) e la buona qualità della malta (MA.). Il fenomeno dell'instabilità è tenuto in conto tramite il parametro riguardante la presenza di diafani e l'ingranamento della parete (P.D.) in quanto l'eventuale mancanza di ingranamento rende difficile il comportamento monolitico della parete, aumentandone la snellezza e di conseguenza rendendo il fenomeno dell'instabilità maggiormente raggiungibile.

Una parete sottoposta ad azioni orizzontali che tendono a deformarla fuori dal suo piano ha delle limitate porzioni di muratura che sono soggette a forti tensioni di compressione, perciò anche in questo caso la resistenza degli elementi (R.EL.) è di fondamentale importanza. Altro aspetto ritenuto fondamentale per la risposta delle murature ad azioni fuori piano è la loro monoliticità dovuta al buon ingranamento interno fra i paramenti (P.D.). A tale parametro, infatti, è stato attribuito il peso maggiore. Altri parametri cui è stato attribuito un peso elevato sono: la presenza di filari orizzontali (OR.), che favoriscono l'oscillazione del muro attorno a cerniere orizzontali e la forma degli elementi resistenti (F.EL.). Infatti, la presenza di elementi resistenti squadrati favorisce l'ingranamento interno fra i paramenti della parete.

Anche nel caso di azioni sollecitanti orizzontali complanari alla muratura la presenza di elementi non resistenti a compressione oppure molto degradati conduce ad un basso valore di IQM.

I tre parametri della regola d'arte ritenuti fondamentali per conferire alla muratura una buona resistenza ad azioni complanari sono la presenza di blocchi squadrati, lo sfalsamento dei giunti verticali e la qualità della malta (F.EL., S.G. e MA.) in quanto la resistenza di una parete nel piano è dovuta alla coesione (MA.) all'attrito (F.EL. e S.G.) e all'ingranamento ed incastro (F.EL. e S.G.). È stato attribuito un peso maggiore anche alla presenza di diatoni (P.D.), importanti perché consentono alle azioni orizzontali complanari di interessare l'intero spessore del muro e non solo il paramento dove esse si esercitano direttamente.

Tabella 3.1 – Valori attribuiti ad ogni parametro della regola dell'arte in funzione del suo rispetto (R), parziale rispetto (PR) e non rispetto (NR). Indice di Qualità Muraria (IQM) e sue applicazioni nell'ambito delle NTC 2008. A. Borri. 2015 [9].

	Azioni verticali			Azioni fuori piano			Azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
P.D. Presenza dei diatoni / ingranamento trasversale	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti verticali / ingranamento nel piano	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
D.EL. Dimensione degli elementi resistenti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA. Qualità della malta / efficace contatto fra elementi / zeppe	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.7	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1

I tre indici di qualità muraria si ottengono combinando i punteggi ottenuti con l'ausilio delle seguenti formule.

Per murature in pietrame:

$$IQM_V = REEL_V \times (OR_V + PD_V + FEL_V + SG_V + DEL_V + MA_V) \quad (3.1)$$

$$IQM_{FP} = REEL_{FP} \times (OR_{FP} + PD_{FP} + FEL_{FP} + SG_{FP} + DEL_{FP} + MA_{FP}) \quad (3.2)$$

$$IQM_{NP} = REEL_{NP} \times (OR_{NP} + PD_{NP} + FEL_{NP} + SG_{NP} + DEL_{NP} + MA_{NP}) \quad (3.3)$$

Per murature in mattoni pieni o blocchi:

$$IQM_V = r_V \times REEL_V \times (OR_V + PD_V + FEL_V + SG_V + DEL_V + MA_V) \quad (3.4)$$

$$IQM_{FP} = r_{FP} \times REEL_{FP} \times (OR_{FP} + PD_{FP} + FEL_{FP} + SG_{FP} + DEL_{FP} + MA_{FP}) \quad (3.5)$$

$$IQM_{NP} = r_{NP} \times REEL_{NP} \times (OR_{NP} + PD_{NP} + FEL_{NP} + SG_{NP} + DEL_{NP} + MA_{NP}) \quad (3.6)$$

I coefficienti correttivi  $r_V, r_{FP}, r_{NP}$  dipendono dal parametro MA. ed assumono i valori riportati nella *tabella* 3.2. Questo moltiplicatore è utilizzato in quanto, da alcune evidenze sperimentali, si è notato che la scarsa qualità della malta influisce notevolmente sulla resistenza tangenziale media e quella a compressione media del pannello murario nel caso in cui sia realizzato in mattoni pieni (o blocchi di dimensioni e caratteristiche paragonabili a quelle dei mattoni). Infatti, per tali tipologie costruttive, si può arrivare a rottura senza avere fenomeni di ingranamento o incastro fra gli elementi ed inoltre la malta, anche se di elevate qualità, risulta meno resistente dei blocchi o poco aderente ad essi, perciò l'intero fenomeno fessurativo si manifesta nei giunti.

*Tabella 3.2 – Coefficienti correttivi r da utilizzare nel caso di murature in mattone pieno o blocchi. Linee guida per la compilazione della scheda IQM. A. Borri. 2015 [10].*

	MOLTIPLICATORI IQM		
	$r_V$	$r_{FP}$	$r_{NP}$
MA. = R	1	1	1
MA. = PR	0,6	1	0,7
MA. = NR	0,2	1	0,1

La procedura conduce a tre valori di IQM compresi tra 0 e 10.

Ottenuti i tre valori dell'indice di qualità muraria si utilizza la *tabella* 3.3 per ottenere la categoria di appartenenza della muratura in riferimento alle tre azioni sollecitanti.

*Tabella 3.3 – Metodo dei punteggi: categoria di appartenenza della muratura. Linee guida per la compilazione della scheda IQM. A. Borri. 2015 [10].*

Tipo da azione	Categoria muraria		
	C	B	A
Azioni verticali	$0 \leq IQM_V < 2,5$	$2,5 \leq IQM_V < 5$	$5 \leq IQM_V \leq 10$
Azioni ortogonali	$0 \leq IQM_{FP} \leq 4$	$4 < IQM_{FP} < 7$	$7 \leq IQM_{FP} \leq 10$
Azioni orizz. complanari	$0 \leq IQM_{NP} \leq 3$	$3 < IQM_{NP} \leq 5$	$5 < IQM_{NP} \leq 10$

Infine, può essere fatta una stima dei parametri meccanici delle murature utilizzando le seguenti formule empiriche funzione dell'indice di qualità muraria:

Resistenza a compressione  $f_m(min, med, max)$

$$f_m(min) = 95.262 \cdot e^{0.2297(IQM_V)} \quad (3.7)$$

$$f_m(med) = 133.77 \cdot e^{0.2135(IQM_V)} \quad (3.8)$$

$$f_m(max) = 172.63 \cdot e^{0.2031(IQM_V)} \quad (3.9)$$

Modulo di elasticità normale  $E(min, med, max)$

$$E(min) = 551.19 \cdot e^{0.1804(IQM_V)} \quad (3.10)$$

$$E(med) = 689.67 \cdot e^{0.1736(IQM_V)} \quad (3.11)$$

$$E(max) = 828.23 \cdot e^{0.1688(IQM_V)} \quad (3.12)$$

Resistenza a taglio  $\tau_0(min, med, max)$

$$\tau_0(min) = 1.9257 \cdot e^{0.2178(IQM_{NP})} \quad (3.13)$$

$$\tau_0(med) = 2.5064 \cdot e^{0.2068(IQM_{NP})} \quad (3.14)$$

$$\tau_0(max) = 3.0897 \cdot e^{0.1992(IQM_{NP})} \quad (3.15)$$

Il modulo di elasticità tangenziale  $G$  può essere valutato con la relazione:

$$G = 0.4 \cdot E \quad (3.16)$$

L'obiettivo di queste relazioni empiriche è quello di correlare l'indice di qualità muraria con i valori dei parametri meccanici della muratura proposti dalle *NTC2018*. Queste formule sono state ricavate calcolando l'indice di qualità muraria IQM per le 36 tipologie murarie previste dalla Circolare delle quali sono noti i parametri meccanici (6 tipologie di base proposte nella *Tabella C8A.2.1*, incrementate con l'ausilio della *Tabella C8A.2.2* ottenendo diverse variazioni tipologiche tramite combinazione). È possibile quindi riportare su di un diagramma avente in ascissa IQM (verticale o nel piano) ed in ordinata il parametro meccanico in questione ( $f_m, \tau_0, E$ ). In tali diagrammi sono riportati i punti relativi alle 36 murature "ufficiali" e la curva di correlazione (assunta di tipo esponenziale).

Vengono correlati:

IQM (verticale) -  $f_m$  (resistenza a compressione media) (*Figura 3.2.1*);

IQM (nel piano) -  $\tau_0$  (resistenza a taglio media) (*Figura 3.2.2*);

IQM (verticale) -  $E$  (modulo elastico medio) (*Figura 3.2.3*).

Grafico 3.1 – Correlazione IQM nel piano con la resistenza a compressione media  $f_m$ . Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche. A. Borri. 2015 [7].

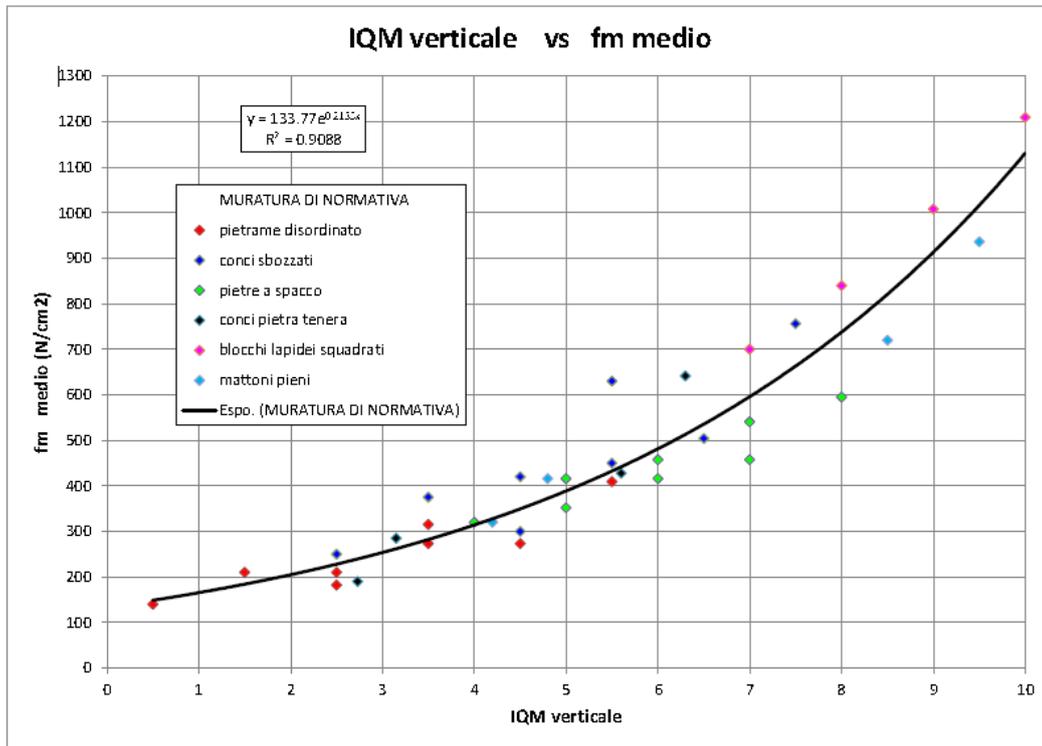


Grafico 3.2 – Correlazione IQM nel piano con la resistenza a taglio media  $\tau_0$ . Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche. A. Borri. 2015 [7].

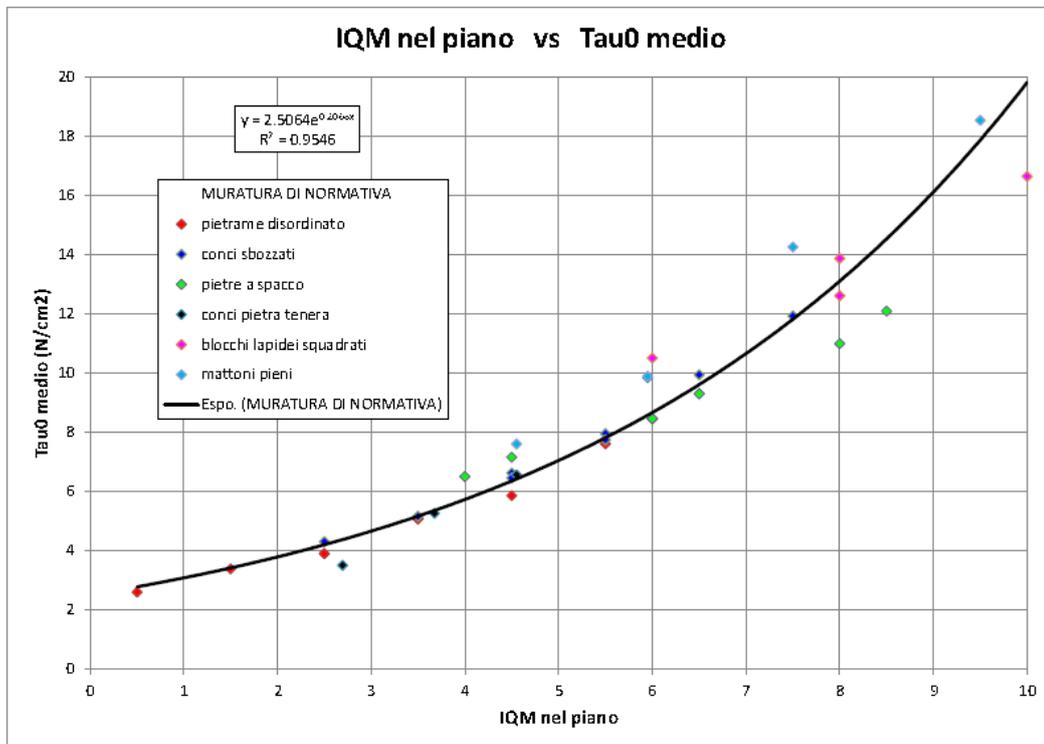
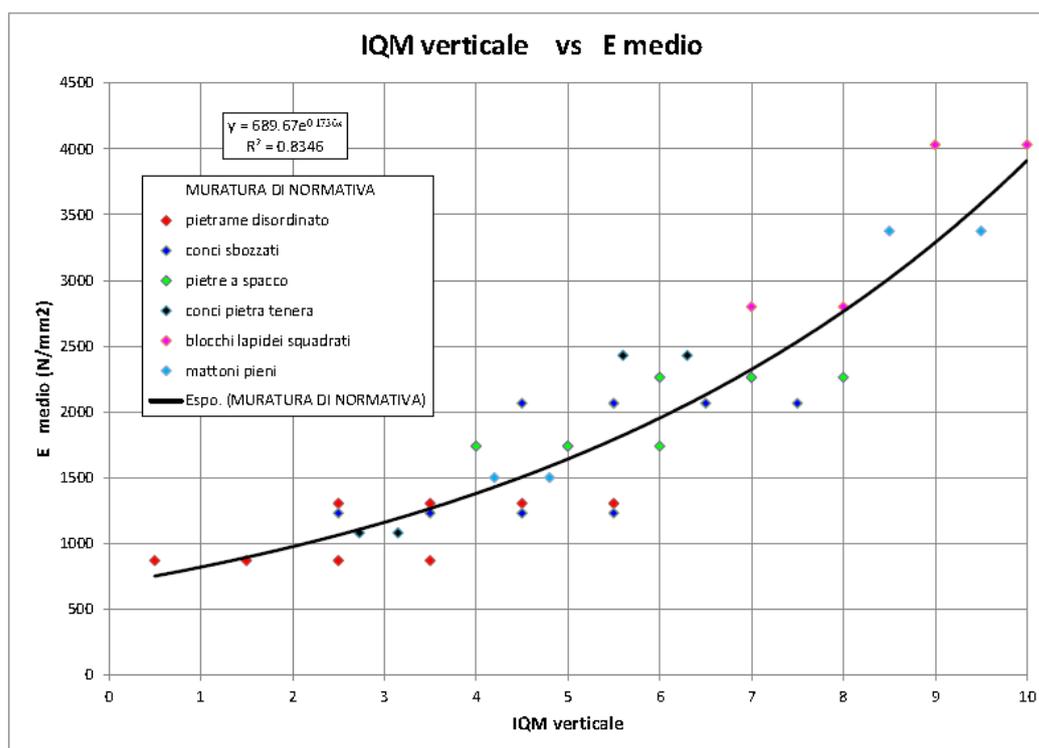


Grafico 3.3 – Correlazione IQM nel piano con il modulo elastico medio  $E$ . Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche. A. Borri. 2015 [7].



### 3.6. Modelli per la valutazione della sicurezza sismica

La valutazione della sicurezza nel caso di strutture in muratura risulta essere condizionata da innumerevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche e delle condizioni di vincolo in quanto i fabbricati in muratura costituiscono un insieme molto vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive. Esse sono progettate con un approccio basato sui parametri caratteristici della "regola dell'arte" cioè sull'intuizione ed osservazione del comportamento di strutture già realizzate, utilizzando i principi dell'equilibrio e dei corpi rigidi.

Inoltre, le soluzioni costruttive differiscono in base al livello di pericolosità dell'area, infatti, in regioni ad alta sismicità, sono diventate parti integranti delle regole costruttive accorgimenti tali da diminuire la vulnerabilità della costruzione come ad esempio contrafforti, catene ed ammorsamenti.

Un primo elemento per la valutazione della sicurezza è l'identificazione all'interno della costruzione esatto impiego delle regole dell'arte. Un ulteriore riscontro della sicurezza può essere definito tramite il "collaudo" della storia, di cui l'esistenza stessa della costruzione ci dà testimonianza.

Tale valutazione però risulta spesso insufficiente in quanto la costruzione potrebbe non essere ancora stata colpita da un sisma di intensità almeno pari a quella definita dalla

norma per stimare la sicurezza nei riguardi dello SLV. Inoltre, bisogna considerare che la capacità della struttura potrebbe essersi modificata a seguito di eventi di minore intensità. Per valutare la sicurezza di una costruzione esistente non è sufficiente un'adeguata conoscenza del manufatto, ma risulta necessaria una analisi strutturale, con lo scopo di tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento accertato della costruzione. Per eseguire questa analisi è possibile definire diversi modelli interpretativi, con differente grado di accuratezza, che possono interessare l'intera costruzione o sue singole parti. Le *NTC2018 al paragrafo 7.8.1.5* [6] definisce i possibili metodi di analisi dei meccanismi sia locali che globali:

- Analisi statica lineare
- Analisi dinamica modale
- Analisi statica non lineare
- Analisi dinamica non lineare

Di seguito vengono illustrate le condizioni ed i limiti di utilizzo dei suddetti metodi di analisi.

### **3.6.1. Analisi statica lineare**

Con l'analisi statica lineare si riconduce l'azione sismica ad un sistema di forze orizzontali definito al *paragrafo 7.3.3.2 delle NTC2018* [6], in funzione delle masse e delle loro quote. Il periodo del modo principale di vibrazione può essere calcolato con le formule riportate all'interno delle NTC o ricavato dalla forma modale principale, adottando, i valori dei moduli elastici corrispondenti a materiali fessurati.

Per consentire una verifica in campo elastico l'azione sismica deve essere ridotta tramite il fattore di struttura. In questo modo si considerano le ulteriori capacità di spostamento, una volta raggiunta la resistenza limite, prima che la struttura arrivi allo stato limite ultimo.

Le tensioni che si ottengono dipendono dalla modellazione che viene effettuata e si riscontrano generalmente tensioni di trazione, non compatibili con le caratteristiche meccaniche della muratura o elevate tensioni di compressione negli spigoli. Perciò, non considerando la redistribuzione locale delle tensioni, le verifiche locali potrebbero non essere soddisfatte.

Nel caso di edifici caratterizzati da pareti di spina ed orizzontamenti è possibile fare ricorso ad un modello a telaio equivalente che consente verifiche a livello dell'intero elemento strutturale.

Nel caso in cui per la valutazione complessiva del manufatto o per una verifica della sole zone di intervento si faccia riferimento all'esame di diversi meccanismi locali, è possibile utilizzare gli strumenti dell'analisi limite, in particolare nella forma del teorema cinematico definito nella *Circolare al punto C8D*.

### 3.6.2. Analisi dinamica modale

L'analisi dinamica modale viene effettuata utilizzando un modello elastico lineare. Nel caso di strutture complesse, come i manufatti in muratura, le analisi lineari possono essere utilizzate in modo efficace solo se dal confronto tra la domanda e la capacità si riscontra una modesta escursione in campo non lineare. Perciò la sua attendibilità nella valutazione del comportamento in condizioni limite di resistenza è spesso limitata.

Con questa analisi è possibile ricavare il modo principale di vibrare in ciascuna direzione nonché una plausibile distribuzione di forze da adottare nell'analisi statica lineare.

L'analisi modale con spettro di risposta nel caso di strutture complesse caratterizzate da trasformazioni e fasi costruttive differenti, non può ritenersi affidabile in quanto presuppone il principio di sovrapposizione degli effetti e regole di combinazione modale calibrate su strutture a telaio.

Questo metodo di analisi può essere utilizzato, con risultati affidabili, nel caso di strutture flessibili e ben modellabili, come torri o campanili.

Risultano inalterate rispetto all'analisi statica lineare le difficoltà nel determinare il fattore di struttura e fare riferimento a verifiche puntuali dello stato di sollecitazione.

### 3.6.3. Analisi statica non lineare

L'analisi statica o cinematica non lineare si fonda sulla valutazione del comportamento sismico della struttura (legame forza spostamento generalizzato). In particolare, viene calcolata la capacità di spostamento allo stato limite ultimo e paragonata con lo spostamento richiesto dal terremoto, valutato in termini spettrali. Si può eseguire tale analisi con una modellazione riproduca il comportamento globale della struttura o attraverso la modellazione di sottostrutture operando quindi verifiche locali.

Si fa riferimento, per quanto riportato di seguito, al testo "*Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura*" di M. Vinci, Dario Flaccovio Editore, 2018 [11].

L'analisi statica non lineare consiste in una analisi incrementale basata sull'utilizzo di legami costitutivi non lineari. Viene aumentato monotonamente lo spostamento di un punto di controllo, fino al raggiungimento della condizione ultima, applicando i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali (mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse).

Si ricava quindi il legame forza - spostamento caratteristico del sistema, detto curva di capacità, tramite la soluzione incrementale - iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura, in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o di forze applicato.

Con l'analisi pushover si valuta la risposta globale dell'edificio in muratura considerando la sola resistenza nel piano delle pareti, senza tener in considerazione eventuali meccanismi di collasso associati alla risposta dinamica fuori dal piano.

L'analisi statica non lineare si articola nelle seguenti fasi:

- 1) Definizione del telaio equivalente (maschi murari, fasce di piano e conci rigidi) a seguito dell'identificazione delle parti resistenti della struttura muraria;
- 2) Valutazione della curva di capacità. Determinazione della curva del sistema reale (MDOF – sistema a più gradi di libertà);
- 3) Trasformazione del sistema a più gradi di libertà (MDOF) in quello ad un solo grado di libertà equivalente (SDOF) attraverso il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ ;
- 4) Valutazione del sistema bilineare equivalente di massa  $m^*$ , rigidità  $k^*$  e periodo  $T^*$ ;
- 5) Valutazione della capacità di spostamento ( $u_{max}$ );
- 6) Valutazione della domanda di spostamento ( $d_{max}$ );
- 7) Confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

L'esito della verifica si considera positivo quando è soddisfatta la seguente relazione:

$$u_{max} \geq d_{max}$$

Similmente, in termini di coefficienti di sicurezza, l'esito della verifica risulta positivo, se il seguente rapporto risulta maggiore di 1 per tutte le combinazioni di carico effettuate:

$$s = \frac{u_{max}}{d_{max}} \geq 1$$

La curva di capacità del sistema reale (MDOF – sistema a più gradi di libertà) riporta in ascissa lo spostamento  $d_c$  di un punto della struttura (detto punto di controllo) ed in ordinata la forza di taglio alla base  $V_b$ . La curva si ottiene incrementando le forze orizzontali secondo profili di carico, iniziando con carichi orizzontali nulli e aumentandoli fino a pervenire al collasso della struttura che può realizzarsi con il collasso di un singolo elemento o per la formazione di un meccanismo di piano. Con il progressivo incremento delle azioni orizzontali si ha un aumento dello stato deformativo. Durante tale analisi incrementale – iterativa, diversi elementi strutturali passano dalla fase elastica a quella plastica, con la conseguente modifica del grado di vincolo del modello strutturale (il vincolo si modifica da incastro a cerniera per gli elementi plasticizzati). Per merito di tali plasticizzazioni, la curva assume un andamento curvilineo in quanto si riduce la rigidità complessiva della struttura.

Il sistema a più gradi di libertà (MDOF) viene approssimato in uno equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF) dividendo l'ascissa ( $d_c$ ) e l'ordinata ( $V_b$ ) della curva di capacità del sistema reale per il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$ :

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

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

Il coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  è dato dalla seguente:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i^2}$$

dove  $m_i$  è la massa dell' $i$ -esimo grado di libertà e  $\Phi_i$  è la  $i$ -esima componente del primo autovettore. La curva di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà ha

dimensioni minori rispetto a quelle del sistema reale in quanto il coefficiente  $\Gamma$  assume generalmente un valore compreso tra 1 e 1.5.

Si approssima la curva di capacità del sistema SDOF per mezzo di una bilatera composta da un primo tratto lineare ed un secondo costante comunemente denominata sistema bilineare equivalente (SBE) di massa  $m^*$ , rigidezza  $k^*$  e periodo  $T^*$ . Intersecando la curva di capacità del sistema SDOF con la retta orizzontale passante per  $0.7 \cdot F_{max}^*$ , dove  $F_{max}^*$  è la forza massima ottenuta dalla curva di capacità del sistema SDOF, si ricava il tratto lineare del sistema SBE. Quindi la rigidezza si ottiene attraverso la seguente relazione:

$$k^* = \frac{0.7 \cdot F_{max}^*}{d_A^*}$$

dove  $d_A^*$  è lo spostamento in corrispondenza della suddetta intersezione. In alternativa dall'equilibrio delle aree (l'area soprastante la curva di capacità deve essere pari a quella sottostante) si ricava la forza massima  $F_y^*$  ed il tratto costante del sistema bilineare equivalente.

La massa del sistema equivalente ( $m^*$ ) si ottiene dalla somma dei prodotti delle masse di ogni grado di libertà per le corrispondenti componenti dell'autovettore della prima forma modale della struttura:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_i$$

Il periodo di vibrazione del sistema equivalente si ottiene dalla seguente relazione:

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

Necessario per poter eseguire la verifica è la determinazione della capacità di spostamento ( $u_{max}$ ) e dello spostamento richiesto ( $d_{max}$ ) della struttura (riferite al sistema MDOF). Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), la normativa suddivide la determinazione della capacità di spostamento in due casi: se la curva di capacità è sempre crescente, viene assunto come  $u_{max}$  il massimo spostamento della curva, mentre nel caso in cui la curva di capacità presenti tratti decrescenti, si assume come  $u_{max}$  lo spostamento che riduce al massimo del 20% la forza massima ( $F_{max}$ ) della curva di capacità.

La domanda di spostamento si ottiene dalla relazione seguente:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^*$$

Dove  $\Gamma$  è il coefficiente di partecipazione. La domanda di spostamento ( $d_{max}^*$ ) del sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) è funzione del periodo  $T^*$  del sistema equivalente e del periodo  $T_c$  che definisce lo spettro elastico e si ricava per mezzo delle seguenti relazioni:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* \geq T_c$$

$$d_{max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* < T_c$$

Il fattore di struttura  $q^*$  è dato dalla seguente relazione:

$$q^* = \frac{S_e(T^*)}{\frac{F_y^*}{m^*}}$$

Secondo il D.M. 14/01/2008, affinché l'esito della verifica sia positivo, il fattore di struttura non deve essere maggiore di 3.

Quando la capacità di spostamento ( $u_{max}$ ) è maggiore della domanda di spostamento ( $d_{max}$ ) la verifica si può ritenere soddisfatta.

#### **3.6.4. Analisi dinamica non lineare**

Con l'analisi dinamica non lineare possono essere impiegati modelli non lineari ad elementi finiti o a telaio equivalente, solo se i legami costitutivi simulano in modo attendibile il degrado di rigidezza e resistenza a livello puntuale (o di singolo elemento strutturale), nonché le proprietà dissipative relazionate con il comportamento ciclico isteretico.

Questo metodo di analisi deve essere accompagnato da un'analisi statica non lineare, in modo tale da individuare la capacità di spostamento ultimo della struttura, eventualmente limitando la duttilità.

Concretamente, l'analisi dinamica non lineare fa uso di diversi gruppi di accelerogrammi (almeno tre) che devono essere scelti in modo da risultare compatibili con lo spettro di risposta corrispondente al tipo di sottosuolo o diversamente determinati secondo quanto indicato al punto 3.2.3.6 delle NTC [6].

È conveniente utilizzare tale metodologia di analisi solo quando l'elevata complessità del fabbricato e l'apporto dato da diversi modi di vibrare, non permettono di ricondurre la risposta sismica ad un sistema non lineare equivalente ad un grado di libertà in modo attendibile. In questi casi, l'analisi dinamica non lineare restituisce valori della richiesta di spostamento più conservativi rispetto a quelli stimati con l'analisi statica non lineare.

#### **3.6.5. Modelli di valutazione per tipologie**

Si forniscono indicazioni sulle metodologie di modellazione utilizzabili nell'analisi e valutazione della risposta sismica per le più comuni tipologie di manufatti in muratura.

La prima tipologia strutturale che viene esaminata si riferisce a costruzioni con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi, quali possono essere palazzi e ville. Il sistema costruttivo in questo caso consiste in pareti perimetrali ed interne portanti, sistemate secondo diverse direzioni, e in orizzontamenti che spesso fungono da collegamento.

Per questa tipologia strutturale può essere in genere eseguita una modellazione globale con la discretizzazione a telaio equivalente o tramite un modello agli elementi finiti.

L'analisi dei meccanismi locali risulta comunque di fondamentale importanza per una corretta valutazione della sicurezza nei confronti del sisma.

La seconda tipologia costruttiva comprende quelle strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi, come possono essere le chiese ed i luoghi di culto. L'analisi del comportamento nei confronti del sisma può essere effettuata tramite la scomposizione in porzioni architettoniche (macroelementi) contraddistinte da una risposta strutturale indipendente rispetto l'edificio nel suo complesso. Si procede quindi tramite verifiche locali per i diversi macro-elementi. È possibile effettuare un'analisi statica, lineare o non lineare, ad esempio con un modello agli elementi finiti ma risultano più efficaci i metodi di analisi cinematica (lineare o non lineare).

Nel caso particolare degli edifici di culto gli studi hanno portato alla definizione di 28 differenti meccanismi di danno associati ai diversi macroelementi. Si può svolgere quindi una analisi semplificata della vulnerabilità tramite il riconoscimento dei diversi meccanismi che si potrebbero verificare a seguito di un terremoto. "L'abaco dei meccanismi di collasso delle chiese" riporta tutti i possibili meccanismi che si possono formare a seguito di un sisma nel caso particolare di luoghi di culto. Ovviamente queste tipologie di collasso possono anche rilevarsi in strutture che presentino caratteristiche simili a quelle degli edifici di culto, cioè con la presenza di ampi locali ed assenza di orizzontamenti.

In definitiva la modellazione globale dell'edificio tramite il metodo del telaio equivalente può essere utilizzata principalmente in strutture nelle quali si riscontra un comportamento d'insieme dell'intero fabbricato, cioè quegli edifici caratterizzati dalla presenza di pareti di spina ed orizzontamenti intermedi infinitamente rigidi o con un valore di rigidezza finito e non trascurabile. Negli altri casi, l'analisi globale della struttura viene effettuata studiando singolarmente tutte le pareti dopo aver identificato i differenti sistemi strutturali ed i possibili meccanismi di collasso.

### **3.6.6. Analisi dei meccanismi locali di collasso**

L'analisi dei meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura è di fondamentale importanza per la valutazione della sicurezza. Il *D.M. infrastrutture 14 gennaio 2008* e la *relativa Circolare 2 febbraio 2009 n 617 al punto C8.7.1.1 [5]* chiariscono con il paragrafo riportato di seguito le motivazioni e i casi in cui risultano necessarie le verifiche locali: "Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico ... omissis ... In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali."

Nella trattazione seguente si farà riferimento a quanto riportato ne "*Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura – definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura*" a cura di G.C.

Beolchini, L. Milano e E. Antonacci, 2015 [12] e "Allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni – Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi" redatto da L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, 2010 [13].

Le strutture in muratura, diversamente da quanto avviene nei fabbricati con struttura a telaio, possono non presentare connessione tra gli elementi strutturali che quindi rende possibile il verificarsi di collassi parziali per perdita di equilibrio di parti di struttura.

L'analisi dei meccanismi locali di collasso richiede una indagine attenta delle caratteristiche costruttive, ricercando la presenza di quadri fessurativi e degli elementi caratteristici di vulnerabilità quali la qualità della tessitura muraria e della connessione tra le pareti e gli orizzontamenti. Tutto ciò serve per realizzare ad una corretta modellazione strutturale ed identificare i possibili meccanismi di collasso.

Individuati tali meccanismi, si esegue l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che consiste nella valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematicismo, ricavando il coefficiente sismico  $\lambda$ , cioè il moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che aziona il cinematicismo in questione.

Nella valutazione dell'equilibrio limite sotto l'azione del sisma, si considerano le strutture murarie costituite da corpi rigidi, i macroelementi coinvolti nei cinematicismi ed inoltre viene trascurata la resistenza a trazione della muratura. Quindi questa verifica può essere utilizzata, con significato logico, solo se è assicurato il comportamento monolitico della parete, tale da impedire crolli localizzati per disgregazione della muratura.

Questa analisi consiste, per ogni possibile meccanismo ritenuto valido, nella trasformazione della struttura in un sistema labile mediante l'individuazione di corpi rigidi definiti tramite il riconoscimento di possibili piani di frattura.

Al fine di ricavare il moltiplicatore dei carichi orizzontali a cui riferirsi durante la verifica, bisogna applicare ai singoli corpi rigidi tutti i carichi che gravano sul sistema quali:

- I pesi proprio dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- I carichi verticali portati dagli stessi;
- Un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati;
- Eventuali ulteriori forze esterne.

Per ottenere il moltiplicatore dei carichi  $\lambda$  deve essere applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, che consiste nell'uguaglianza tra lavoro totale eseguito dalle forze esterne, applicate al sistema in corrispondenza di un atto di moto virtuale, ed il lavoro di eventuali forze interne:

$$\lambda \left[ \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ix} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{jx} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{iy} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

Dove:

- $n$  è il numero di tutte le forze peso gravanti sui diversi elementi della catena cinematica;
- $m$  è il numero di forze peso non direttamente applicate ai blocchi le cui masse, per a causa dell'azione sismica, producono forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- $o$  è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- $P_i$  è la generica forza peso applicata al blocco;
- $P_j$  è la generica forza peso, non direttamente applicata ai blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{ix}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{jx}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $j$ -esimo peso  $P_j$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{iy}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ , positivo se verso l'alto;
- $F_h$  è il valore assunto dalla generica forza esterna applicata ad un blocco;
- $\delta_h$  è lo spostamento virtuale del punto di applicazione dell' $h$ -esima forza esterna, nella direzione della stessa e di segno positivo se di verso discorde;
- $L_{fi}$  è il lavoro di eventuali forze interne.

L'equazione su riportata del Principio dei Lavori Virtuali si trasforma spesso in una equazione di equilibrio tra momento stabilizzante ed uno ribaltante.

Il meccanismo che determina la crisi della struttura è quello corrispondente al moltiplicatore dei carichi minore. Per la verifica si confronta il coefficiente sismico ricavato con quello corrispondente all'azione sismica allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV.

I più frequenti meccanismi di collasso fuori dal piano riscontrati negli edifici in muratura ordinaria sono:

- Meccanismi di ribaltamento semplice;
- Meccanismi di ribaltamento composto;
- Meccanismi di flessione verticale;
- Meccanismi di flessione orizzontale.

Si illustrano per ognuno di essi le caratteristiche e le modalità di collasso, l'ambito di applicazione ed i requisiti che si devono verificare negli edifici affinché il meccanismo possa manifestarsi.

### **Meccanismi di ribaltamento semplice**

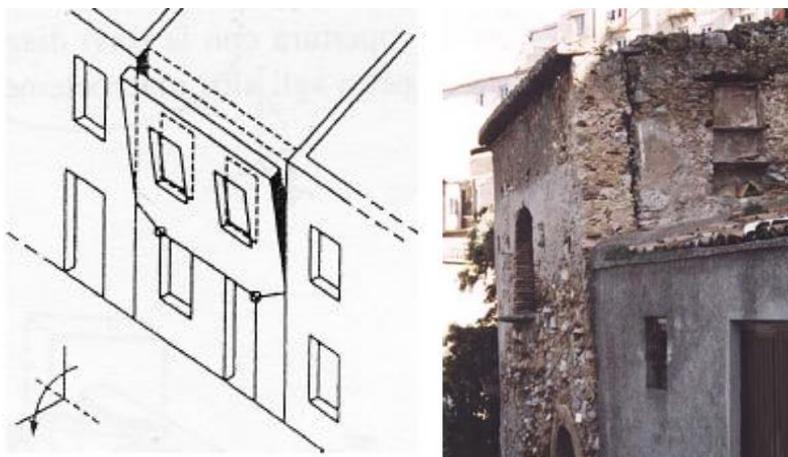
Il ribaltamento semplice di pareti di edifici è ritenuta una delle condizioni di danno tra le più frequenti e pericolose. Essa si modella tramite una rotazione rigida di porzioni di parete attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale posta alla base, innescata da forze applicate fuori dal piano.

Per far sì che si verifichi questo meccanismo di ribaltamento, la parete deve essere libera in sommità, cioè priva di dispositivi di collegamento come cordoli o catene, e non ammorsata alle pareti ad essa ortogonali.

Altre caratteristiche strutturali che facilitano il verificarsi di questo meccanismo sono: l'assenza di cordoli o catene ai piani; orizzontamenti deformabili e/o mal collegati; intersezioni murarie di cattiva qualità; presenza di spinte non contrastate sulla parete; muratura a sacco o paramenti mal collegati.

Tale meccanismo è facilmente riconoscibile, se l'edificio ha subito l'azione di un sisma, tramite: lesioni verticali presenti in corrispondenza dell'incrocio tra la tesa ribaltante e le pareti ad essa ortogonali; fuori piombo della parete; sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Il ribaltamento può coinvolgere uno o più piani, l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno.



*Immagine 3.8 – Esempio di meccanismo di ribaltamento semplice. Foto da: MEDEA – Papa e Zuccaro. 2001. Immagine tratta da "Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura – definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura". G.C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci. 2005 [12].*

### **Meccanismi di ribaltamento composto**

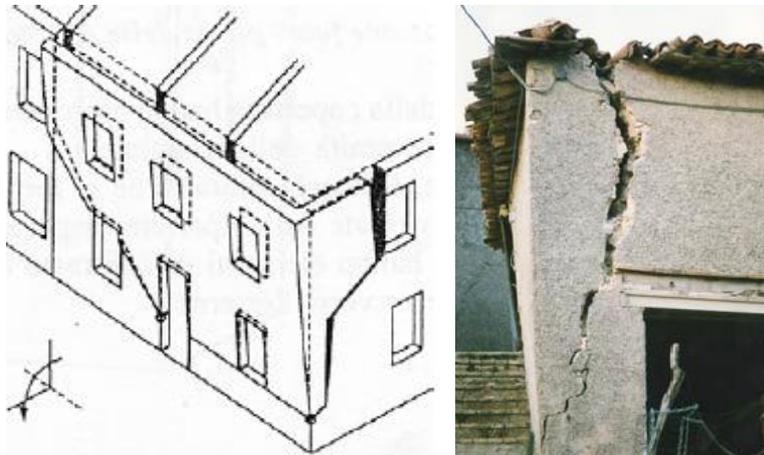
Per ribaltamento composto si intende il ribaltamento della parete principale, o parte di essa, a cui si segue una porzione di muratura facente parte ad un'angolata libera oppure di una parete di spina. Questo accade quando le connessioni presenti tra le murature che convergono in un nodo risultano soddisfacenti e tali da determinare il coinvolgimento di parti di esse nel ribaltamento.

Le condizioni che permettono l'attivazione di questa tipologia di ribaltamento sono l'assenza di vincoli in sommità della parete ribaltante e la presenza di un solido collegamento tra la parete sottoposta a sisma e quella ortogonale ad essa.

Altre caratteristiche strutturali che facilitano il verificarsi di questo meccanismo sono: l'assenza di cordoli o catene ai piani; orizzontamenti deformabili e/o mal collegati; presenza di spinte non contrastate sulla parete; bucatore localizzate in prossimità delle intersezioni murarie; muratura con ridotte proprietà meccaniche.

Tale meccanismo è fortemente influenzato dal tipo di muratura e dalla presenza di aperture nelle pareti di controvento, da cui dipendono in particolare le dimensioni e la configurazione del cuneo di distacco.

Quando l'edificio ha già subito un sisma tale da attivare il meccanismo esso è facilmente individuabile attraverso la lettura delle lesioni diagonali o a doppia diagonale rilevabili sulle pareti di spina.



*Immagine 3.9 – Esempio di meccanismo di ribaltamento composto. Foto Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali – Sisma Abruzzo 2009. Immagine tratta da “Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura – definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura”. G.C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci. 2005 [12].*

### **Meccanismi di flessione verticale**

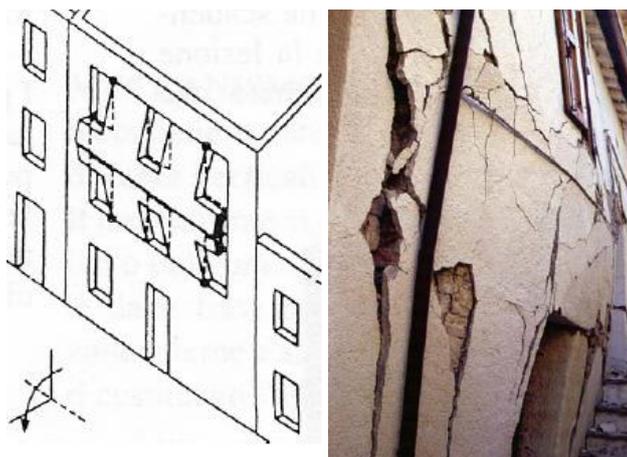
Il meccanismo di flessione verticale è tipico in quelle strutture aventi la tesa muraria vincolata agli estremi e libera nella zona centrale, caratterizzate ad esempio dalla presenza di un cordolo in sommità e solai intermedi privi di un efficace ammorsamento. Può verificarsi anche nei casi di porzioni di pareti comprese tra due solai ben collegati.

L'attivazione del cinematiso si ha con la formazione di una cerniera orizzontale in corrispondenza del solaio non collegato o a metà altezza della parete muraria.

Uno dei fattori che influenza maggiormente questa tipologia di meccanismo è la qualità scadente della muratura, ad esempio murature a sacco, in quanto può rendere instabile la parete per spinte orizzontali localizzate determinate ad esempio da archi, volte o solai intermedi non trattenuti.

In un edificio già danneggiato da terremoto, il meccanismo è riconoscibile per un fuori piombo della parete, simile ad un rigonfiamento della stessa nella zona centrale (effetto arco verticale), talvolta accompagnato da sfilamento delle travi del solaio che insiste sulla parete.

Nel caso delle pareti murarie a sacco, il meccanismo può formarsi solo sul paramento esterno soprattutto nel caso in cui il solaio sia collegato esclusivamente al paramento interno.



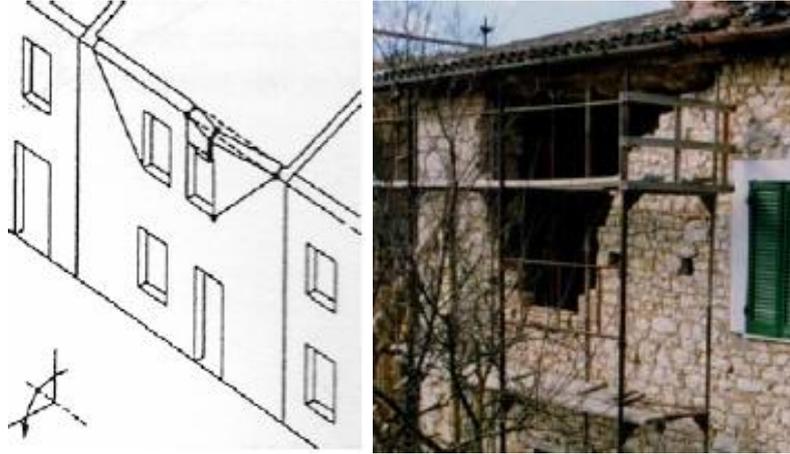
*Immagine 3.10 – Esempio di meccanismo di flessione verticale. Foto da MEDEA – Papa, Zuccaro. 2003. Immagine tratta da "Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura – definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura". G.C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci. 2005 [12].*

### **Meccanismi di flessione orizzontale**

Il meccanismo di flessione orizzontale si verifica nel caso di murature efficacemente collegate alle pareti ortogonali e estremo sommitale non vincolato in alcun modo.

La risposta strutturale si manifesta come un effetto arco orizzontale all'interno della parete. Nella condizione limite di equilibrio si verifica la formazione di tre cerniere: una in mezzeria e le altre nelle vicinanze dell'intersezioni tra la parete in esame ed i muri ad essa ortogonali. Questo meccanismo è tipico di pareti trattenute da tiranti ed è favorita dalle spinte in testa al muro, dovute alla presenza di una copertura spingente o all'azione di martellamento di elementi di grossa orditura del tetto, e da una ridotta resistenza a trazione della muratura. Anche la presenza di canne fumarie ricavate nello spessore o di aperture per l'alloggio di impianti tecnologici, riducendo lo spessore della parete facilitano il formarsi della cerniera verticale in quel punto.

L'individuazione del meccanismo in strutture danneggiate dal sisma è possibile grazie alla lettura del quadro fessurativo il quale fornisce indicazioni sui macroelementi che si sono formati.



*Immagine 3.11 – Esempio di meccanismo di flessione verticale. Foto da MEDEA – Papa, Zuccaro. 2001. Immagine tratta da "Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura – definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura". G.C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci. 2005 [12].*

### **3.7. Criteri di miglioramento sismico e tecniche di intervento**

Gli interventi volti a ridurre la vulnerabilità sismica dell'edificio sono funzione dei risultati della precedente fase di valutazione della sicurezza nei confronti del sisma.

Il progetto degli interventi da attuare sulla struttura deve assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare danneggiamenti che peggiorino le caratteristiche della muratura o il funzionamento degli elementi costruttivi.

Le strategie di intervento possono essere suddivise nelle seguenti categorie generali che in fase progettuale possono essere combinate tra loro:

- Rinforzo di alcuni o di tutti gli elementi resistenti, in modo tale da aumentarne la resistenza, la rigidezza, la duttilità o una combinazione di esse;
- Messa in opera di nuovi elementi per ridurre la vulnerabilità locale e migliorare il funzionamento del complesso strutturale in termini di resistenza o duttilità;
- Inserimento di una protezione passiva tramite strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- Riduzione delle masse;
- Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio.

Generalmente gli interventi differiscono per:

- Estensione: gli interventi possono essere generalizzati a tutta la struttura o limitati ad alcune porzioni.
- Comportamento statico (e dinamico) accertato e conseguito: gli interventi possono essere più o meno invasivi per quanto riguarda il comportamento strutturale, cioè possono: mantenere l'attuale comportamento statico; modificare l'attuale comportamento statico, ma restare coerenti con il funzionamento della tipologia strutturale; modificare nettamente l'originale comportamento statico.

- Invasività e reversibilità: l'intervento invasivo è finalizzato alla modifica permanente degli elementi resistenti, al contrario l'intervento reversibile, mantiene ed integra gli elementi resistenti senza alterare la struttura originale.
- Stato di coazione fornito: gli interventi possono essere passivi, cioè non inducono uno stato di coazione agli elementi originali, o attivi, che forniscono stati di sollecitazione tramite azioni autoequilibrate.
- Integrità architettonica: intervento che preserva la qualità materico costruttiva del manufatto, la tipologia ed il suo aspetto.
- Durabilità e compatibilità materiale: intervento compatibile con le caratteristiche chimico-fisiche del materiale storico e duraturo nel tempo.

Infine, citando il *paragrafo 8.4 delle NTC2018* [6], si riporta la classificazione degli interventi secondo normativa:

- **Interventi di riparazione o locali:** "interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità: ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate; migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiate; impedire meccanismi di collasso locale; modificare un elemento o una porzione limitata di struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti."

- **Interventi di miglioramento:** "interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente. La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta_E$  (coefficiente di sicurezza dato dal rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione) può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta_E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di  $\zeta_E$ , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non

minore di 0,1. Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno  $\zeta_E = 1,0$ ."

- **Interventi di adeguamento:** "interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente. Essi sono obbligatori nel caso di:
  - a) sopraelevare la costruzione;
  - b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
  - c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
  - d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
  - e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere  $\zeta_E \geq 1,0$ . Nei casi c) ed e) si può assumere  $\zeta_E \geq 0,8$ .

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di cordoli sommitali o a variazioni della copertura che non comportino incrementi di superficie abitabile, non è considerato ampliamento, ai sensi della condizione a). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti."

Di seguito vengono riportate indicazioni generali per la scelta degli interventi di miglioramento sismico per gli edifici in muratura, con riferimento ad alcune tecniche di utilizzo corrente.

### 3.7.1. Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti

Gli interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti hanno lo scopo di connettere efficacemente tra loro le pareti e realizzare un buon ammassamento dei solai con la muratura al fine di assicurare alla costruzione un soddisfacente comportamento d'insieme. Tali interventi, se la struttura non presenta adeguati collegamenti, sono fondamentali per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale in quanto essi considerano la sola resistenza nel piano delle pareti murarie presupponendo la stabilità nei confronti delle azioni sismiche fuori dal piano.

Tra questi interventi figura l'**inserimento di tiranti**, metallici o di altri materiali. Essi devono essere posti nelle due direzioni principali del fabbricato, in posizione affiancata alle murature portanti a livello degli orizzontamenti. Vengono ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra). Con questo metodo viene conferito un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali ed inoltre evita il verificarsi del ribaltamento fuori piano dei pannelli murari.

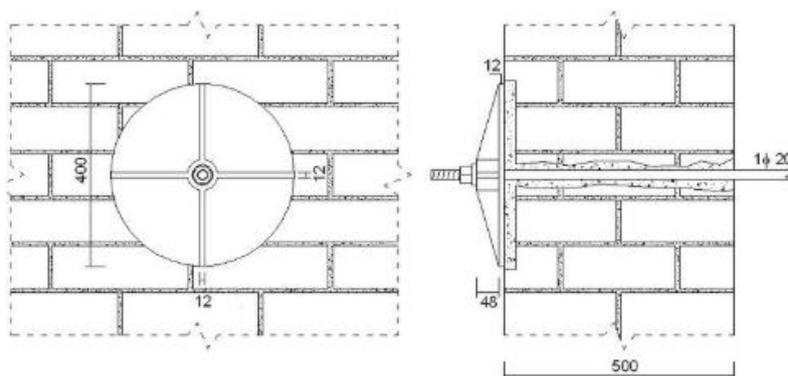


Immagine 3.12 – Particolare costruttivo capochiave. "Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura" M. Vinci. 2018 [11].

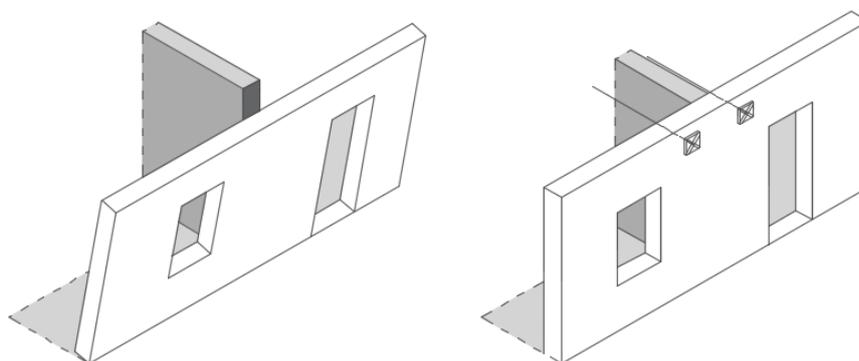


Immagine 3.13 – Inserimento di tiranti per evitare il ribaltamento fuori dal piano.

Le **cerchiature esterne** con elementi metallici o materiali compositi, sono un ulteriore metodo in grado di assicurare un efficace collegamento tra murature ortogonali da

utilizzarsi nel caso di edifici di dimensioni ridotte, dove i tratti rettilinei della cerchiatura non sono troppo estesi.

Con la tecnica **scuci e cuci** è possibile realizzare ammorsamenti tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano con elementi lapidei o in laterizio. Viene utilizzato in prevalenza qualora siano presenti collegamenti tra gli elementi murari deteriorati (per la presenza di lesioni) o particolarmente scadenti. Tale intervento è da valutare caso per caso in quanto si tratta di un intervento per sua natura demolitivo e sostitutivo della materia antica.

L'uso di **perforazioni armate** deve essere scelto solo nel caso in cui non siano fruibili altre soluzioni, a causa della dubbia validità (soprattutto in presenza di murature a più paramenti scollegate) e del suo elevato grado di invasività. Si dovrà garantire la durabilità degli elementi inseriti (acciaio inox, materiali compositi o altro) e la compatibilità delle malte iniettate.

Si precisa che questi interventi di tipo "locale" sono validi per garantire un comportamento globale della costruzione solo nel caso di murature di buone caratteristiche. Al contrario, con murature scadenti, è opportuno l'inserimento di tiranti, che assicurano un collegamento complessivo.

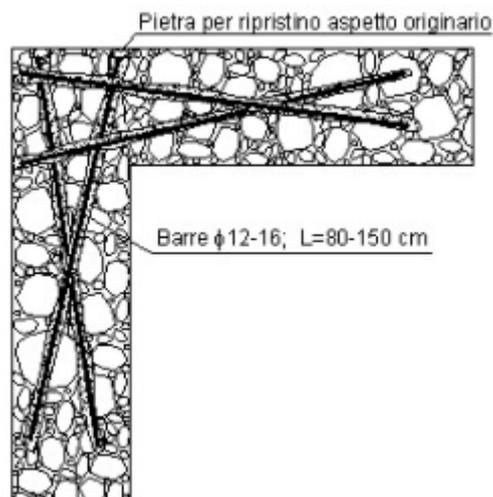
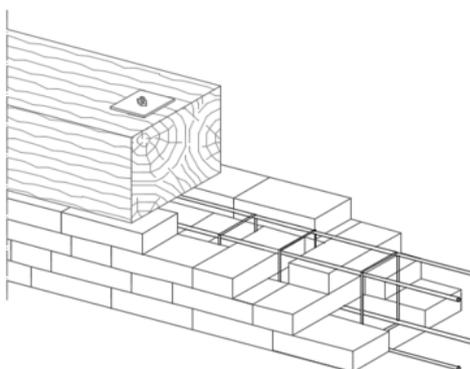


Immagine 3.14 – Perforazioni armate. "Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura" M. Vinci. 2018 [11].

**Cordoli in sommità** alla muratura possono rappresentare una soluzione valida per connettere le pareti e migliorare il collegamento con la copertura. Si possono realizzare con i seguenti metodi:

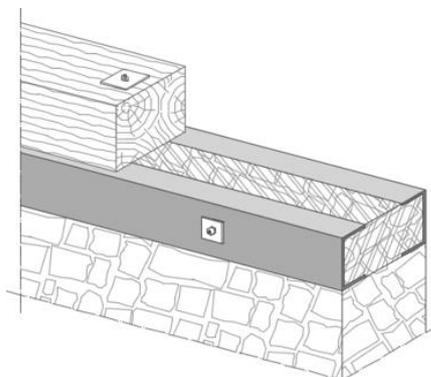
- in **muratura armata**, con essa si realizza il collegamento conservando, il più possibile, le caratteristiche murarie esistenti, infatti, tali cordoli devono essere costruiti con una muratura a tutto spessore e di buone caratteristiche. All'interno deve essere posta un'armatura metallica o in materiale composito, che è resa aderente alla muratura del cordolo tramite il getto del conglomerato. Si deve inoltre garantire il

collegamento del cordolo con la muratura sottostante che può essere realizzato per mezzo di tirafondi oppure tramite la sola aderenza ed ingranamento.



*Immagine 3.15 – Cordolo sommitale realizzato tramite la muratura armata.*

- in **acciaio**, rappresenta un'ottima soluzione per la notevole leggerezza e bassa invasività. Tale tipologia di cordolo può realizzarsi per mezzo della disposizione di due profili posti in sommità ai due lati e collegati tramite barre passanti. Nel caso di muratura di scarsa qualità è necessaria la bonifica della stessa nella zona interessata o il miglioramento delle caratteristiche meccaniche con l'utilizzo di iniezioni di miscele leganti. Il collegamento del cordolo con la muratura può realizzarsi con perfori armati.



*Immagine 3.16 – Cordolo sommitale realizzato con profili in acciaio.*

- in **calcestruzzo armato** (c.a.), è da realizzare solo se di altezza limitata, in quanto eccessivi appesantimenti ed irrigidimenti potrebbero produrre elevate sollecitazioni tangenziali e la disgregazione della muratura con conseguenti effetti dannosi. Tali effetti sono maggiormente evidenti qualora venga irrigidita ed appesantita anche la struttura del tetto. Per limitare la differenza di rigidità tra il cordolo e la muratura sottostante, è in genere necessario un consolidamento di quest'ultima. Può essere realizzato, se lo si ritiene necessario, il collegamento alla muratura tramite perfori armati se si è effettuato il consolidamento di quest'ultima.

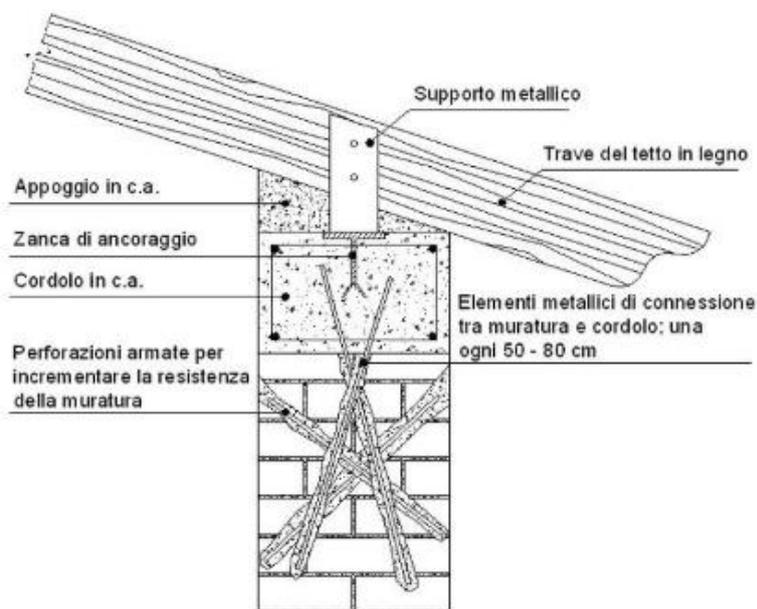


Immagine 3.17 – Cordolo sommitale realizzato in calcestruzzo armato. “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura” M. Vinci, 2018 [11].

Per evitare lo sfilamento delle travi ed il conseguente crollo del solaio, è necessario assicurare l'efficace **connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature**. Inoltre, garantendo tale connessione i solai svolgono un'azione di ripartizione delle forze orizzontali e di contenimento delle pareti. L'ammorsamento e collegamento delle teste di travi lignee può realizzarsi elementi, metallici o in altro materiale resistente a trazione, ancorati sul paramento opposto.

La esecuzione di cordoli nello spessore della muratura ai livelli intermedi è preferibile per mezzo di elementi metallici disposti sui due paramenti e collegati da barre passanti. Essi hanno la funzione di ostacolare la formazione di meccanismi di rottura delle fasce sopra porta e sotto finestra. Da evitare è l'uso dei cordoli in c.a. ai livelli intermedi in quanto genera conseguenze negative sul funzionamento strutturale della parete e diminuendo notevolmente la sezione utile di quest'ultima. Inoltre, tale soluzione non è compatibile con i criteri della conservazione.

### 3.7.2. Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento

La tecnica tradizionale per compensare le spinte prodotte dalle strutture ad arco o a volta sulle murature è l'uso delle **catene**. Esse vengono poste solitamente alle reni di archi e volte ma, qualora non sia possibile, possono essere posizionate a livelli (ad esempio estradossali), purché risultino efficaci nel contenimento della spinta e siano verificate le azioni taglianti e flessionali prodotte nella parete.

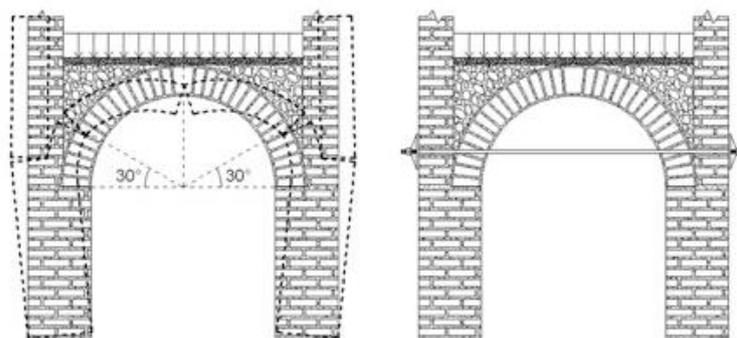


Immagine 3.18 – inserimento di tiranti per ridurre la spinta dell'arco. "Tiranti in acciaio per l'edilizia: tipologie e utilizzi" M. Vinci. 2014 [14].

Le spinte delle volte, in alternativa, possono essere assorbite da **contrafforti o ringrossi murari**, la cui efficacia è funzione dell'ammorsamento con la parete esistente e della possibilità di realizzare una adeguata fondazione.

Altro metodo per eliminare le spinte è quello di **ridurre i carichi all'estradosso** con ad esempio riempimenti alleggeriti. In tale modo viene modificata l'originale curva delle pressioni, rendendo la volta maggiormente sensibile ai carichi accidentali.

Per quanto riguarda il consolidamento delle volte, è assolutamente da evitare la messa in opera all'estradosso di controvolte in calcestruzzo, non solo per il notevole aumento delle masse sismiche ma soprattutto per la riduzione della compressione tra gli elementi che compongono la volta che potrebbe causare il collasso della stessa.

Sicuramente migliore è il ricorso, sull'estradosso, a tecniche di **placcaggio con fasce di materiale composito**, perché più leggere e comunque amovibili.

Il placcaggio all'intradosso con materiali compositi è efficace se sono evitate le spinte a vuoto. Tale problematica può essere risolta con la realizzazione di un sottarco, in muratura o altro materiale (ad esempio legno lamellare) o per mezzo di ancoraggi puntuali, diffusi lungo l'intradosso.



Immagine 3.19 – Placcaggio con fasce di materiale composito. [www.edilportale.com](http://www.edilportale.com). [15].

Ovviamente, qualora siano presenti lesioni, deve essere prevista una riparazione per ricostituire il contatto tra i conci, tramite iniezione di malta e sostituzione degli elementi danneggiati.

### 3.7.3. Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai ed al loro consolidamento

I solai, nel contribuire al comportamento sismico dell'edificio, svolgono principalmente la funzione di trasferire le azioni a loro competenti alle pareti poste in direzione parallela al sisma e quindi in grado di assorbirle. In aggiunta forniscono un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al loro piano se adeguatamente collegate ad esse.

Il grado di irrigidimento da apportare ai solai, deve essere valutato in funzione degli effetti ad esso relazionati. Solitamente un limitato irrigidimento migliora il comportamento sismico, da valutare quindi sono le conseguenze associate ad un irrigidimento significativo che comporta una ripartizione dell'azione sismica tra le diverse pareti. Tuttavia, non sempre si hanno effetti positivi infatti si possono ottenere concentrazioni delle azioni sugli elementi più rigidi che inevitabilmente anticipano la rottura.

I solai con struttura lignea devono essere per quanto possibile conservati in ragione del loro ridotto peso proprio. Una prima ipotesi per ottenere un limitato irrigidimento, nel caso di solai in legno ad orditura semplice, è quella di disporre all'estradosso del tavolato esistente un secondo tavolato fissato ad esso e disposto con andamento ortogonale o inclinato.

In alternativa possono essere utilizzati rinforzi con bandelle metalliche, o di materiali compositi, fissati al tavolato con andamento incrociato.

Analoghi benefici possono ottenersi tramite la messa in opera di un controvento realizzato con tiranti metallici.

Di fondamentale importanza, in ogni caso, è la cura degli accorgimenti per un efficace collegamento dell'intero solaio con le pareti perimetrali, iniziando con un adeguato ammorsamento della testa trave all'interno della muratura fino al collegamento del tavolato con le pareti. Ad esempio, tali connessioni possono realizzarsi per mezzo di profili metallici con funzione di collegamento tra l'elemento ligneo e la muratura.

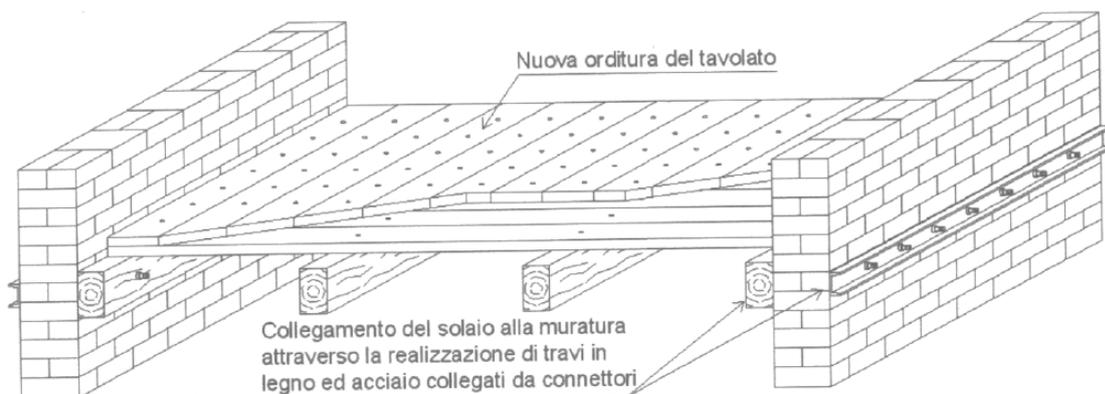


Immagine 3.20 – Rinforzo di solaio in legno ad orditura semplice con disposizione di doppio tavolato.  
[https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione\\_Lab\\_Costr\\_Arch\\_miglior\\_sismico\\_parte1.pdf](https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione_Lab_Costr_Arch_miglior_sismico_parte1.pdf) [16].

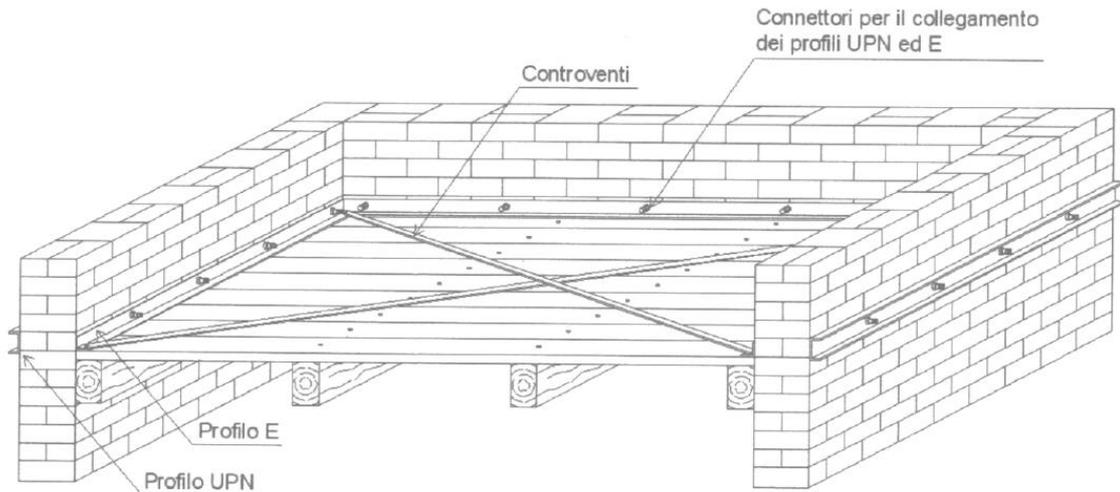


Immagine 3.21 – Rinforzo di solaio in legno ad orditura semplice con controventi in acciaio. [https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione\\_Lab\\_Costr\\_Arch\\_miglior\\_sismico\\_parte1.pdf](https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione_Lab_Costr_Arch_miglior_sismico_parte1.pdf) [16].

Con la tecnica legno-legno descritta precedentemente si perviene anche ad un consolidamento statico del solaio per azioni flessionali, limitando la deformabilità ed aumentando la resistenza.

Infine, un ultimo intervento realizzabile nel caso di solai il legno ad orditura singola è la tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo. Con essa si ottiene un deciso irrigidimento e consolidamento del solaio. Particolare attenzione bisogna porre al collegamento della soletta in calcestruzzo di nuova realizzazione ed il solaio esistente per mezzo di perni al fine di assicurare una efficace collaborazione. Può essere necessario connettere la soletta in cls con le pareti perimetrali per mezzo, ad esempio, di elementi puntuali annegati nel getto di calcestruzzo ed inseriti all'interno della muratura.

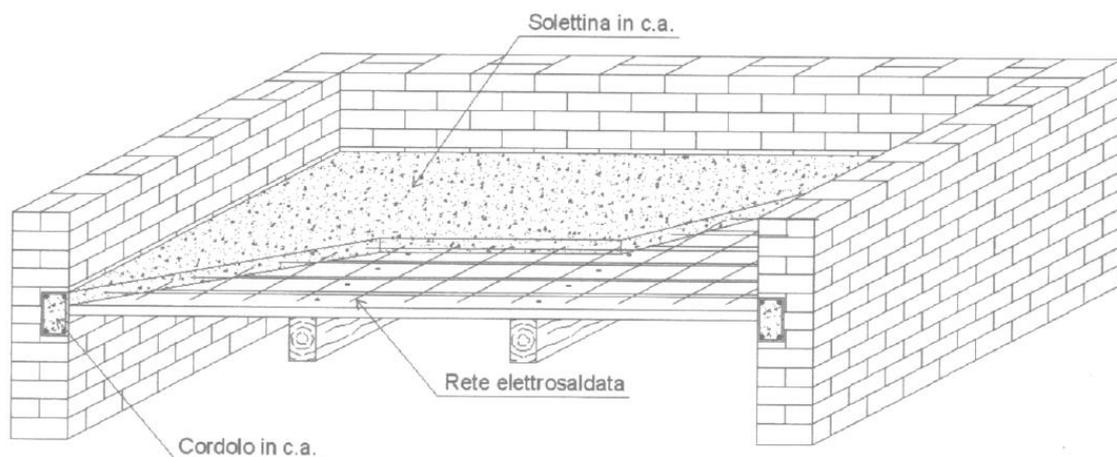
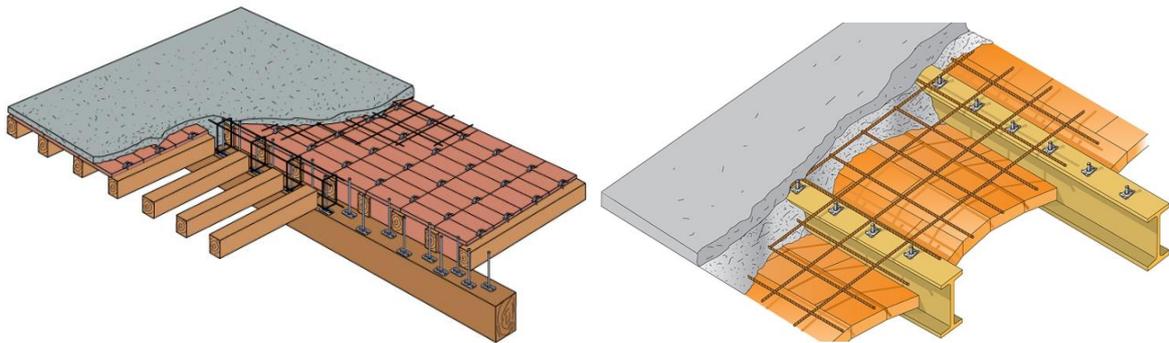


Immagine 3.22 – Rinforzo di solaio in legno ad orditura semplice con getto in calcestruzzo reso collaborante. [https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione\\_Lab\\_Costr\\_Arch\\_miglior\\_sismico\\_parte1.pdf](https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione_Lab_Costr_Arch_miglior_sismico_parte1.pdf) [16].

Similmente nel caso di solai a travi in legno e piastrelle di cotto, può essere raggiunto il consolidamento ed irrigidimento del piano tramite la messa in opera di sottili caldane in

calcestruzzo armato. Anche in tale caso il collegamento della soletta di nuova realizzazione con le travi sottostanti e le pareti perimetrali assume fondamentale importanza.

Infine, per i solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio (putrelle e voltine o tavelloni), può risultare necessario il collegamento trasversale dei profili metallici per mezzo di bandelle poste all'intradosso o all'estradosso. Anche in tale caso un deciso consolidamento può realizzarsi per mezzo del rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo.



*Immagine 3.23 – Irrigidimento solaio in legno con piastrelle in cotto e solaio a struttura metallica con interposti elementi di laterizio tramite getto in calcestruzzo reso collaborante. [www.tecnaria.com](http://www.tecnaria.com) [17].*

#### **3.7.4. Interventi in copertura**

In genere è consigliabile il mantenimento dei tetti con struttura lignea in quanto essi limitano il peso in sommità nonché garantiscono una elasticità simile a quella della muratura sottostante.

La copertura deve essere collegata, in ogni sua orditura, alla parte terminale della muratura. Tipicamente tale connessione viene realizzata per mezzo di un capochiave metallico o tramite la realizzazione di cordoli-tirante in legno o metallo efficacemente collegati alla muratura ed alle orditure del tetto, con funzione anche di ripartizione dei carichi.

Come già evidenziato in precedenza vanno evitati cordoli in cemento armato di grande spessore per il loro notevole peso e per la differenza di rigidità con la restante struttura.

Qualora i tetti presentino azioni spingenti, esse devono essere per quanto possibile ridotte tramite l'inserimento di catene o in ogni caso deve essere evitato lo scorrimento degli elementi tramite una efficace connessione con la muratura sottostante.

Per ottenere un limitato irrigidimento delle falde si può, ad esempio, sovrapporre un secondo tavolato a quello esistente con disposizione ortogonale oppure utilizzare controventi posti all'intradosso realizzati con catene metalliche.

### 3.7.5. Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari

Questi interventi sono volti al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura nonché alla sua riparazione nel caso di estesi danneggiamenti. Con essi si vuole uniformare la proprietà meccaniche e ottenere una continuità nella rigidità.

Bisogna, per ogni intervento, valutare l'impatto che esso provoca in funzione della sua efficacia, preferendo quelli che ne modificano il meno possibile i materiali ed il sistema costruttivo.

L'intervento di **scuci e cucì** è utilizzato per riparazioni locali di porzioni di muratura lesionate o altamente danneggiate. Tale intervento consiste nello smontaggio della zona soggetta a manutenzione ed il ripristino della stessa con nuovi elementi, preferibilmente di caratteristiche simili ai precedenti, assicurandosi di realizzare un efficace ammorsamento della porzione di nuova realizzazione con la restante muratura. Con tale tecnica si può operare anche la chiusura di nicchie o cavità presenti nella parete.

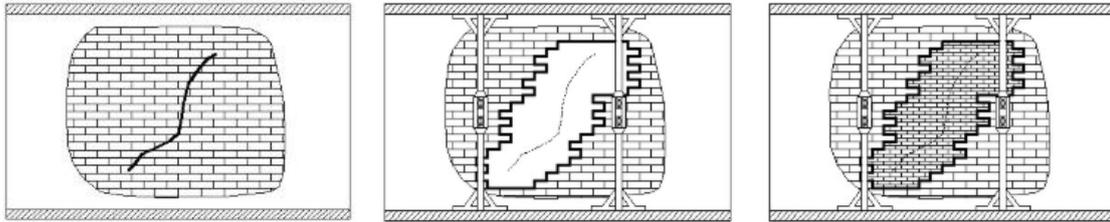


Immagine 3.24 – Tecnica del cucì e scuci. “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura” M. Vinci. 2018 [12].

L'**inserimento di diatoni artificiali** è utile per ottenere un efficace collegamento tra i paramenti murari così da evitare il ribaltamento di uno di essi o l'instaurarsi di fenomeni di instabilità ed inoltre assicurato un comportamento monolitico nei confronti di azioni ortogonali al piano della parete. Tali diatoni sono realizzati in conglomerato armato all'interno di fori di carotaggio. Va tenuto presente che tale risulta irreversibile e deve essere applicato in maniera estesa perciò risulta di grande carattere invasivo, tuttavia mantiene il comportamento originario della muratura storica.

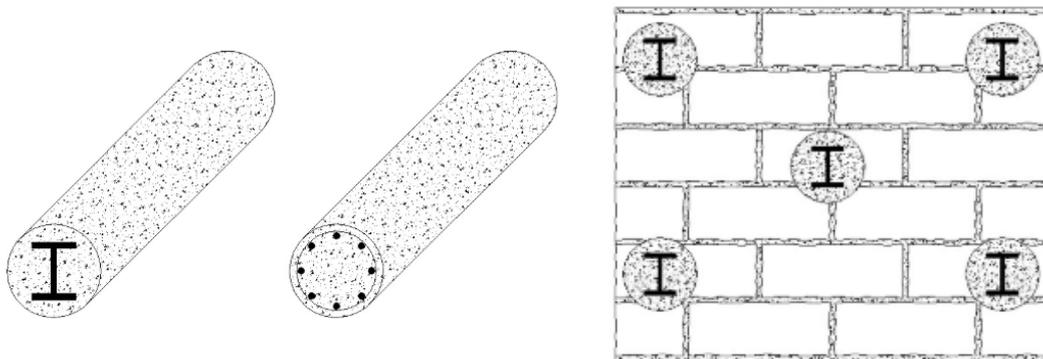
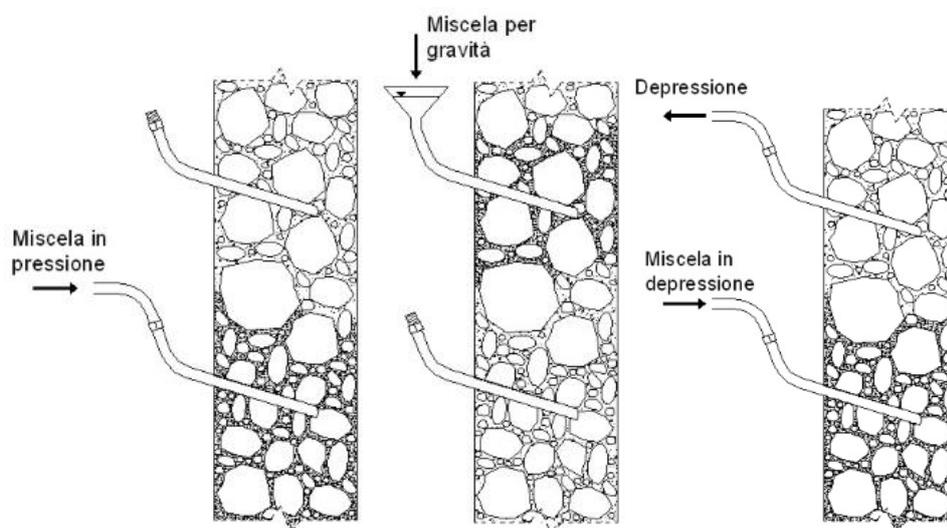


Immagine 3.26 – Inserimento di diatoni artificiali. “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura” M. Vinci. 2018 [12].

L'intervento di **ristilatura dei giunti**, può migliorare sensibilmente le caratteristiche meccaniche della muratura. Esso deve essere eseguito in profondità su entrambi i lati per risultare efficace. Si fa inoltre presente che per murature di medio e grande spessore, che tale intervento non può risultare sufficiente per un miglioramento consistente delle proprietà meccaniche e quindi viene sovente effettuato in combinazione con altri.

Lo scopo delle **iniezioni di miscele leganti** è il miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura. Non può essere ovviamente utilizzato su quelle pareti murarie per loro natura difficili da iniettare, cioè con una bassa percentuale di vuoti. Particolare attenzione bisogna inoltre porre alla pressione di immissione al fine di evitare l'insorgere di dilatazioni trasversali. Nell'*immagine 3.25* vengono mostrate le tre possibili metodologie di iniezione: in pressione, per gravità, in depressione.



*Immagine 3.25 – iniezioni di miscele leganti, tipologie di iniezioni: in pressione, per gravità, in depressione. Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. M. Vinci. 2018 [12].*

I **tirantini antiespulsivi** sono realizzati tramite ottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti ed è preferibile utilizzarli nel caso in cui la porzione di muratura da rinforzare sia limitata. Se viene applicata anche una leggera presollecitazione tale intervento è ideale per pareti murarie che presentano già rigonfiamenti.

L'uso di sistemi di **tirantature diffuse** nelle tre direzioni ortogonali o ingabbiatura della muratura ha lo scopo principale di incrementare la monoliticità del corpo murario, soprattutto in direzione trasversale, ottenendo un importante miglioramento della qualità muraria. Può essere utilizzato con ottimi risultati nel caso di murature di piccola pezzatura ed in presenza di malta scadente. Tale intervento consiste nell'inserimento di bandelle metalliche non iniettate all'interno di fori di piccolo diametro estesi su tutta la muratura.

Il **placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibrorinforzato** può rappresentare una soluzione per interventi localizzati, come rinforzi flessionali di fasce murarie, verticali od

orizzontali ed anche esso risulta altamente invasivo. Qualora venga utilizzato, bisogna valutare l'effettiva efficacia sia a livello locale che globale.



*Immagine 3.28 – Rinforzo strutturale con tessuti o lamine di materiale fibrorinforzato. “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura” M. Vinci. 2018 [12].*

Le **perforazioni armate**, sono indicate come possibile soluzione per il miglioramento puntuale del collegamento tra elementi murari (anche se con forti riserve), ma non possono essere considerate come efficace soluzione per un intervento sistematico e generalizzato di consolidamento della muratura.

Infine, il placcaggio delle murature con **intonaco armato** consiste nella disposizione di una rete elettrosaldata e una idonea malta dello spessore minimo di 5 cm realizzato su entrambi i lati della parete muraria e collegati tramite barre trasversali. Ovviamente tale intervento non è coerente con i principi di conservazione in quanto risulta altamente invasivo e modifica ampiamente l'aspetto esteriore del fabbricato. L'uso di tale tecnica è indicato per il rinforzo di singoli maschi murari gravemente danneggiati, l'applicazione diffusa su tutta la muratura non è conveniente, in tal caso la demolizione e ricostruzione può essere una alternativa, piuttosto. Viene sottolineato che dal punto di vista sismico, il notevole aumento di rigidità a taglio delle pareti così rinforzate modifica nettamente il comportamento originario della costruzione. Bisogna quindi valutare se tale intervento genera effetti negativi sulla regolarità in pianta della costruzione, aumentando l'eccentricità tra il baricentro delle rigidità e delle masse. L'uso dell'intonaco armato è una delle poche tecniche di intervento efficaci nel caso di murature gravemente danneggiate e inconsistenti.

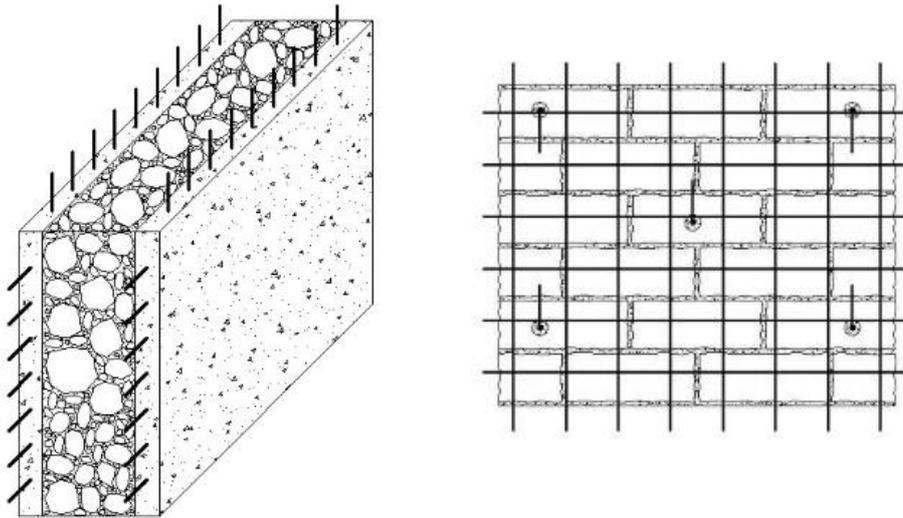


Immagine 3.27 – Disposizione intonaco armato. “Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura” M. Vinci. 2018 [12].

### 3.7.6. Interventi su pilastri e colonne

Gli interventi da attuare su pilastri e colonne, essendo essi elementi soggetti a carichi verticali con modeste eccentricità, sono principalmente:

- Cerchiature o tassellature per ricreare la resistenza iniziale a sforzo normale;
- Inserimento di catene o realizzazione di contrafforti per eliminare o comunque ridurre le spinte orizzontali;
- Realizzare collegamenti di idonea rigidezza al fine di trasferire le azioni orizzontali ad elementi murari di maggiore rigidezza.

### 3.7.7. Interventi in fondazione

Tipicamente i danni osservati a seguito di un evento sismico non sono esclusivamente attribuibili ad una inadeguatezza delle fondazioni. Possono essere escluse le verifiche sulle strutture di fondazione ed i conseguenti interventi qualora: non siano presenti cedimenti in fondazione, gli interventi sul fabbricato non modifichino in modo netto lo schema statico dell'edificio e le sollecitazioni trasmesse alle fondazioni nonché siano esclusi fenomeni di ribaltamento.

Nel caso di cedimenti, sono generalmente consigliabili interventi atti alla diminuzione delle tensioni sul terreno, tramite ad esempio l'allargamento delle fondazioni mediante cordoli o platea armata adeguatamente collegate alla vecchia fondazione.

Le fondazioni profonde (pali e/o micropali) devono essere preferito solo qualora risultasse strettamente necessario. Bisogna comunque realizzare un idoneo collegamento con la fondazione esistente ad esempio tramite cordoli in cemento armato.

Gli interventi di consolidamento del terreno devono essere accompagnati da sistemi di monitoraggio sull'edificio per evitare possibili effetti negativi indotti alla struttura in esame.

## 4. Analisi dell'edificio

### 4.1. Descrizione del fabbricato

L'edificio oggetto dell'analisi è un rustico costruito negli anni '30 sito nel Comune di Giaveno. Esso si colloca in una borgata sul versante di una zona collinare nei pressi della città e fa parte di un caseggiato più ampio con caratteristiche simili.

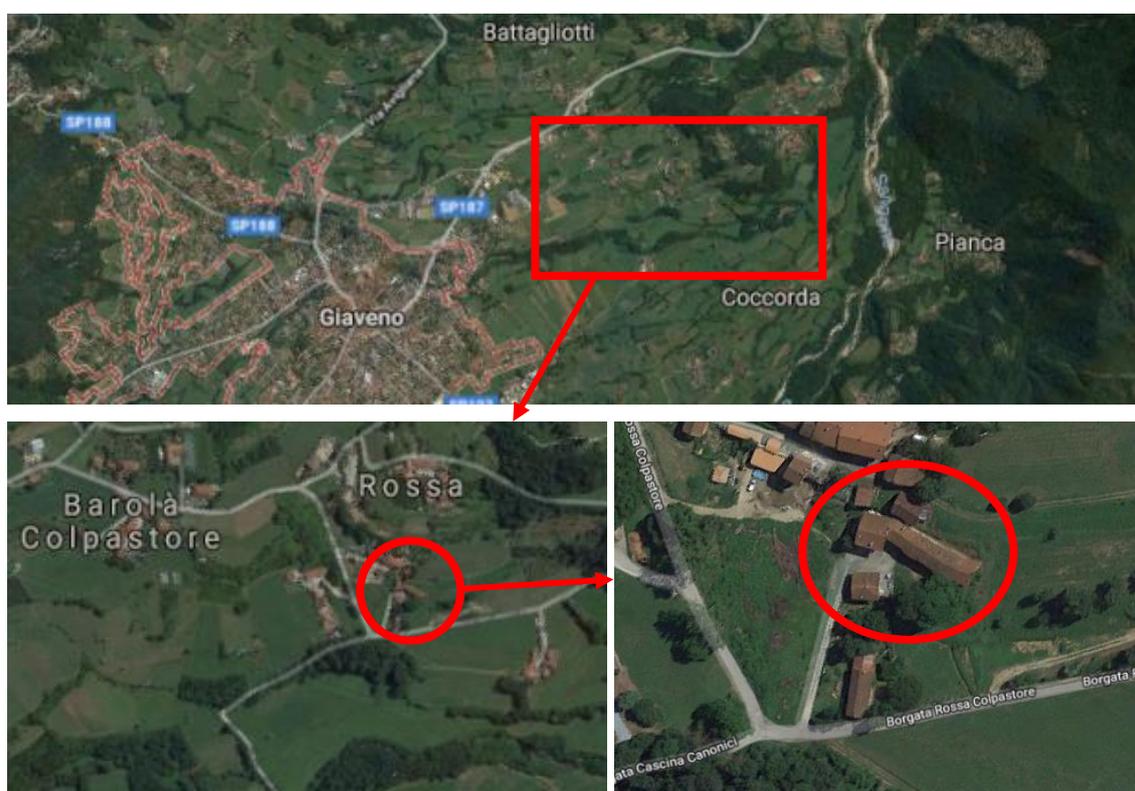


Immagine 4.1 – Ubicazione del fabbricato oggetto dell'analisi. Google Maps.



Foto 4.1 – Vista generale del caseggiato.

La struttura portante è costituita da elementi verticali in muratura di pietra e mattoni, ed orizzontamenti principalmente di due tipologie: in legno ed in voltini in mattoni. Infine, la struttura del tetto è in legno con copertura di coppi in laterizio.

L'edificio si dispone su due livelli principali più un locale interrato. La sistemazione interna degli spazi si può suddividere in 4 zone per ogni piano:

- Al piano terreno sono attualmente presenti due locali sgombero e due spazi utilizzati come stalla, di cui uno aperto su un lato frontale (vedi pianta piano terra).
- Al piano primo sono presenti due camere al di sopra dei locali di sgombero e due spazi utilizzati come fienili nella zona soprastante le stalle (vedi pianta piano primo).

Ogni locale possiede una metratura di circa 30 m<sup>2</sup>.

La cantina è situata al di sotto del secondo locale di sgombero.



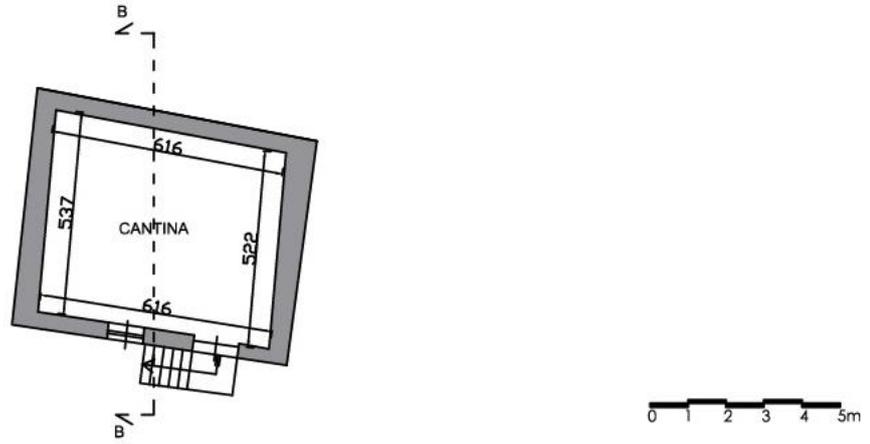
*Foto 4.2 – Vista generale dell'edificio in esame.*

Dalla sua costruzione non sono state svolte opere di ristrutturazione che abbiano modificato o interessato la struttura portante dell'edificio.

Considerata l'età della costruzione non si osservano, per quanto possibile con il solo rilievo in situ, stati fessurativi avanzati o malesseri strutturali evidenti tali da influenzarne la stabilità. L'evidente degrado infatti riguarda principalmente fattori estetici come ad esempio il deterioramento dell'intonaco esterno e della malta di allettamento oppure le parti non in muratura come il tetto e i solai interni in legno, di cui però non si è approfondito il grado del malessere strutturale.

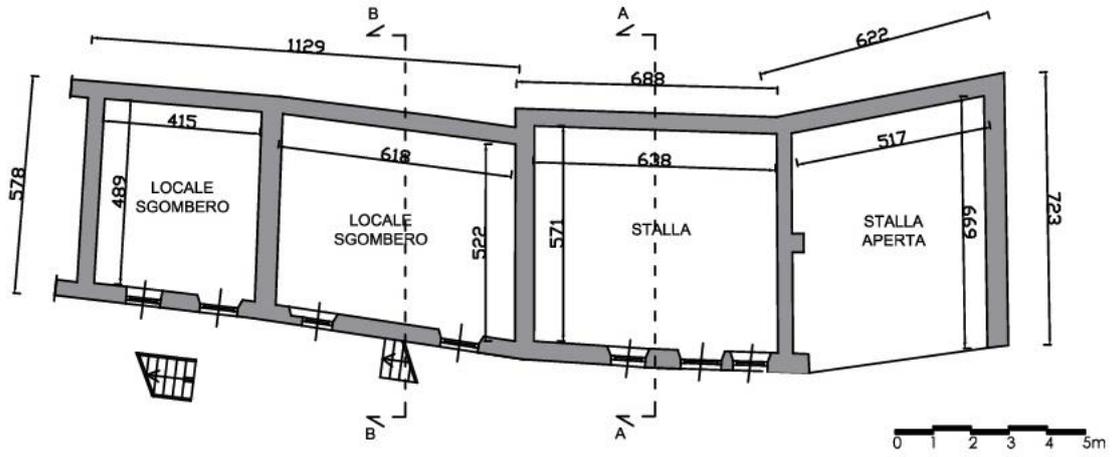
Pianta locale interrato

Scala 1:200



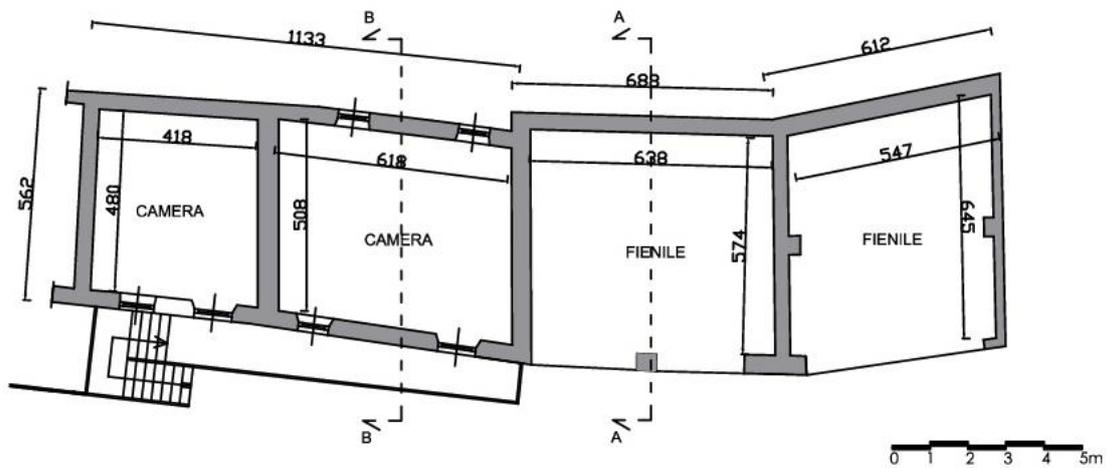
Pianta piano terra

Scala 1:200



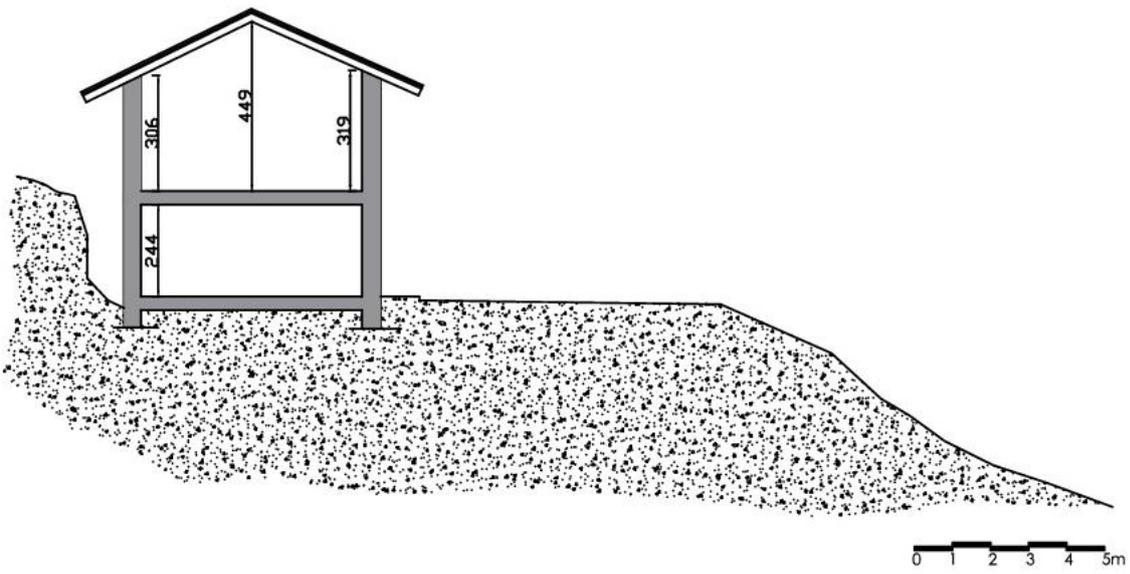
Pianta piano primo

Scala 1:200



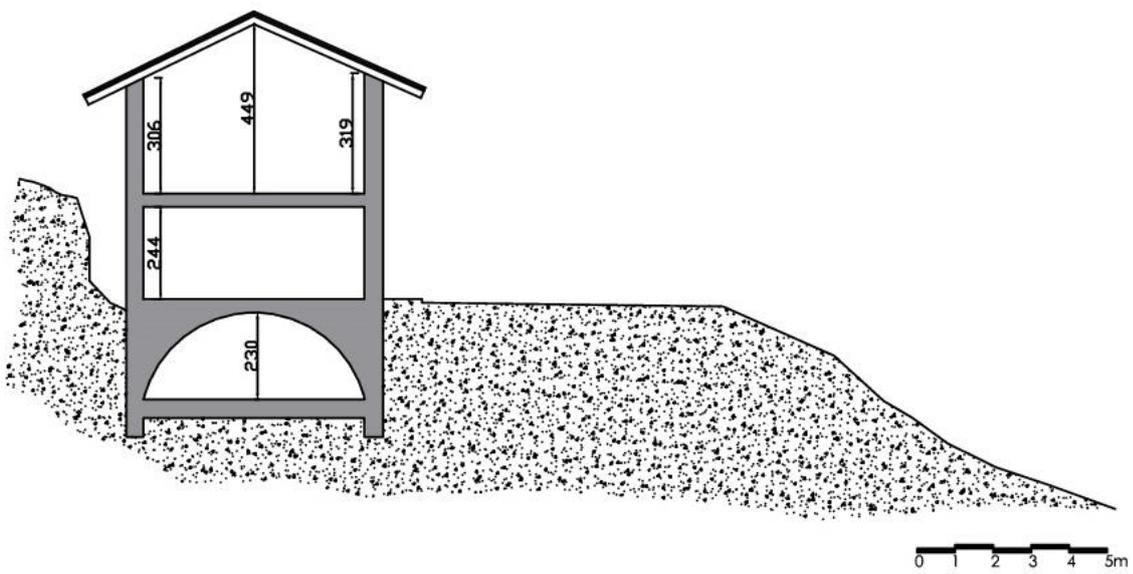
Sezione AA

Scala 1:200



Sezione BB

Scala 1:200



## 4.2. Analisi geologica e topografica

Non essendo possibile effettuare delle indagini del sottosuolo, per caratterizzare quest'ultimo si fa riferimento alla *carta geologica d'Italia n° 55*, reperibile sul sito dell'*Istituto Superiore per la Protezione e Ricerca Ambientale ISPRA* [18]. Sulla carta geologica d'Italia n° 55 è riportata in scala 1:100000 la geologia della Valle di Susa.

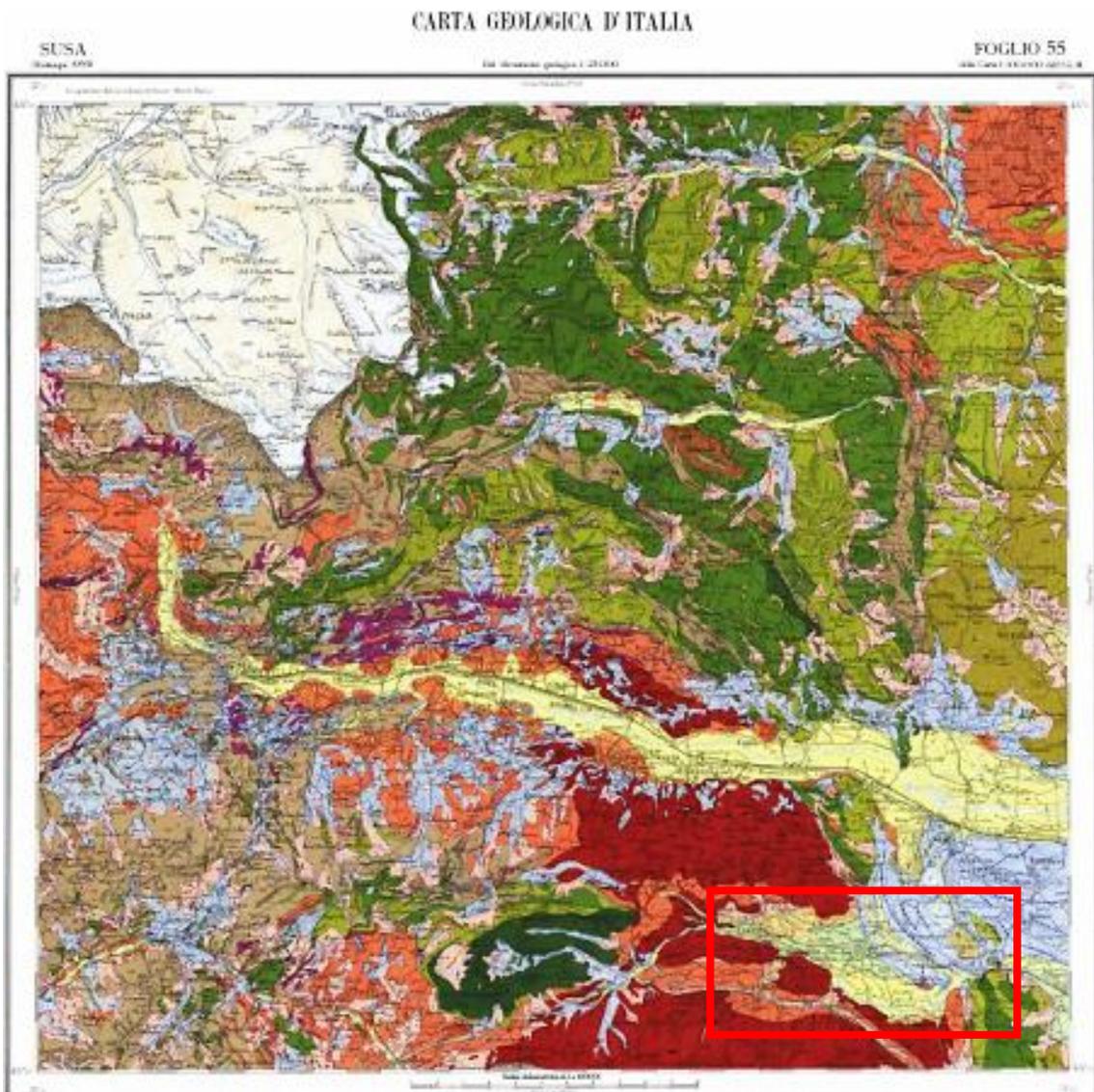
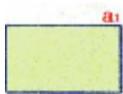
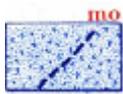


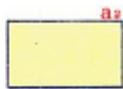
Immagine 4.2 – Carta geologica d'Italia Foglio 55. Sito dell'ISPRA [18].



Alluvioni terrazzate.



Morene wurmiane, postwurmiane e recenti. Cordoni morenici principali dell'Anfiteatro di Rivoli.



Alluvioni recenti, laghi colmati.

Immagine 4.3 – Ingrandimento Carta Geologia d'Italia n°55 nella zona di interesse. Sito dell'ISPRA [18].

L'edificio è situato in una zona caratterizzata dall'incontro di 3 diverse tipologie di sottosuolo, precisamente: alluvioni terrazzate; morene wurmiane, postwurmiane e recenti; alluvioni recenti, laghi colmati.

Per quanto riguarda la topografia del territorio, l'edificio è situato su di un versante collinare con inclinazione contenuta.

Si può assegnare quindi, facendo riferimento alle tabelle 3.2.II e 3.2.III della NTC2018 [6], la categoria di sottosuolo B "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti" e la categoria topografica T2 "Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ".

### 4.3. Analisi storica dell'edificio

Per una adeguata conoscenza del mufatto è necessario svolgere una accurata analisi storica per ricercare le trasformazioni che nel tempo ha subito la struttura causate da fattori antropici o naturali, nonché le metodologie di realizzazione dell'epoca di costruzione del fabbricato e gli eventi sismici che hanno interessato lo stesso.

Da quanto da me rilevato e ricavato durante i sopralluoghi non si riscontrano modifiche della configurazione strutturale rispetto a quella originaria, derivanti da ristrutturazioni o eventi calamitosi.

#### 4.3.1. Riferimenti normativi all'epoca della costruzione

La ricerca delle normative vigenti negli anni della realizzazione dell'edificio è utile ad identificare le tecniche costruttive e le metodologie di progettazione che potrebbero essere state impiegate.

Nei primi anni '30 le norme vigenti nel campo della prevenzione sismica erano il *Regio Decreto legislativo n° 431 del 1927* e il *Regio Decreto n°640 del 1935* [19]. Esse erano da applicarsi solo nei comuni ritenuti sismici (*immagine 4.4*) tra i quali non figurava Giaveno, che viene considerato comune sismico dal 1982 con il *D.M.04-02 1982*, il quale decreta sismici, ai sensi e per gli effetti della legge 2 febbraio 1974, alcuni comuni piemontesi tra cui Giaveno.

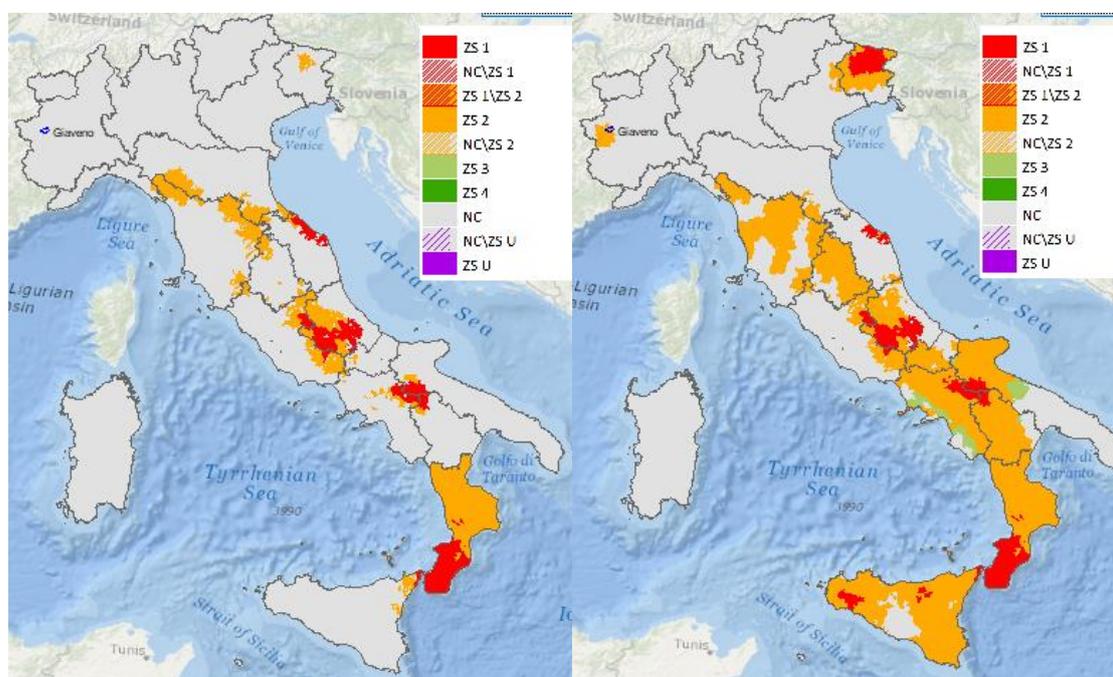


Immagine 4.4 – Classificazione sismica del territorio italiano rispettivamente nel 1935 (a sinistra) e nel 1982 (a destra) ricavata con l'ausilio del programma ECS.it prodotto da ReLUIS.

Ai tempi della costruzione dell'edificio, per i comuni ritenuti non sismici, era richiesta la semplice osservanza delle buone regole dell'arte del costruire, citando infatti quanto riportato nel *Regio Decreto Legge 25 marzo 1935 n. 640 "Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti"*:

“ Norme per tutti i comuni del Regno non colpiti dai terremoti.

ART. 3. Norme tecniche di buona costruzione.

In tutti i comuni del regno nei quali non è prescritta l'osservanza delle norme contenute negli articoli 5 e successivi, le amministrazioni comunali debbono provvedere, quando ciò non sia stato già fatto, a che nei regolamenti edilizi di cui all'art. 53 del testo unico della legge comunale e provinciale vigente sia resa obbligatoria in qualsiasi opera edilizia l'osservanza delle buone regole dell'arte del costruire, in relazione anche ai materiali e ai sistemi costruttivi adottati nei loro rispettivi territori.

Tra le norme tecniche da prescrivere debbono essere principalmente comprese quelle indicate nei seguenti paragrafi:

... omissis ...

c) Le murature debbono essere eseguite secondo le migliori regole d'arte, con buoni materiali e con accurata mano d'opera. Nelle fondazioni dovranno essere sempre impiegate malte cementizie o idrauliche, e queste dovranno essere preferite anche nelle murature di elevazione.

Nella muratura di pietrame è vietato l'uso dei ciottoli di forma rotonda se non convenientemente spaccati. Quando il pietrame non presenti piani di posa regolari deve prescriversi che la muratura stessa venga interrotta da corsi orizzontali di mattoni a due filari o da fasce continue di conglomerato di cemento dello spessore non inferiore a centimetri dodici estesi a tutta la larghezza del muro e che la distanza reciproca di tali corsi o fasce non sia superiore a m. 1,50.

Nello stabilire il numero e lo spessore dei muri portanti, si deve tener conto, nei calcoli, anche dell'azione del vento;

d) Nei piani superiori a quello terreno debbono essere vietate le strutture spingenti contro i muri perimetrali ove non siano munite di robuste catene.

I tetti debbono essere costruiti in modo da escludere qualsiasi spinta orizzontale;

e) Le travi in ferro dei solai a voltine o tavelloni devono appoggiare sui muri per almeno due terzi dello spessore dei muri stessi ed essere ancorate ai medesimi.

Nei corpi di fabbrica multipli le travi degli ambienti contigui debbono essere, almeno ogni m. 2,50, rese solidali fra loro in corrispondenza del muro comune di appoggio;

... omissis ...

g) I lavori di muratura, qualunque sia il sistema costruttivo adottato, debbono essere sospesi nei periodi di gelo, nei quali la temperatura si mantenga per molte ore, al di sotto di zero gradi centigradi.

Quando il gelo si verifichi solo per alcune ore della notte, le opere in muratura ordinaria possono essere eseguite nelle ore meno fredde del giorno, purché, al distacco del lavoro, vengano adottati i provvedimenti di uso comune per difendere le murature dal gelo notturno.

... omissis ... “

Particolari prescrizioni, infine, erano presenti per gli edifici situati in comuni sismici.

#### 4.3.2. Eventi sismici pregressi

Fa parte di una precisa analisi storica la ricerca degli eventi sismici passati che hanno interessato il fabbricato e che quindi ne potrebbero aver danneggiato o modificato la struttura portante.

Sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV [20] si possono consultare i cataloghi sismici i quali riportano tutti i terremoti verificatisi sul territorio italiano dall'anno 1000. Effettuando una ricerca per località dei terremoti che hanno interessato il comune di Giaveno e le zone linitrofe dal 1930 si è ottenuto il seguente risultato:

*Tabella 4.1 – Eventi sismici storici verificatisi dal 1930 nella zona di Giaveno. Dati reperiti sul sito dell'INGV <https://emidius.mi.ingv.it> [20].*

Data	Località	Magnitudo di momento	Intensità macrosismica nella località
12/05/1955	Cuneese	4.66	NF
01/06/1956	Alta Valle del Po	4.30	NF
23/03/1960	Vallese	5.00	2
09/10/1969	Val di Susa	4.25	5
05/01/1980	Torinese	4.82	6-7
11/02/1990	Torinese	4.69	5
11/02/1991	Briançonnais	4.33	3
01/01/1995	Val Chisone	3.73	3-4
21/11/1995	Torinese	4.07	4
21/08/2000	Monferrato	4.94	NF
12/06/2005	Val di Susa	3.79	5
25/07/2011	Torinese	4.67	5

Come è possibile osservare non si riscontrano nel periodo di riferimento eventi sismici di notevole intensità tali da danneggiare o modificare la struttura dell'edificio, tuttocìo conferma quanto rilevato durante i sopralluoghi presso il fabbricato.

## 4.4. Descrizione della struttura portante

### 4.4.1. Struttura portante verticale

La struttura portante verticale è costituita da muratura dello spessore di circa 50 cm, molto varia nella sua disposizione. Sono infatti presenti murature di in ciottoli di pietra, zone della muratura di misto pietra e mattone e murature di mattone pieno.

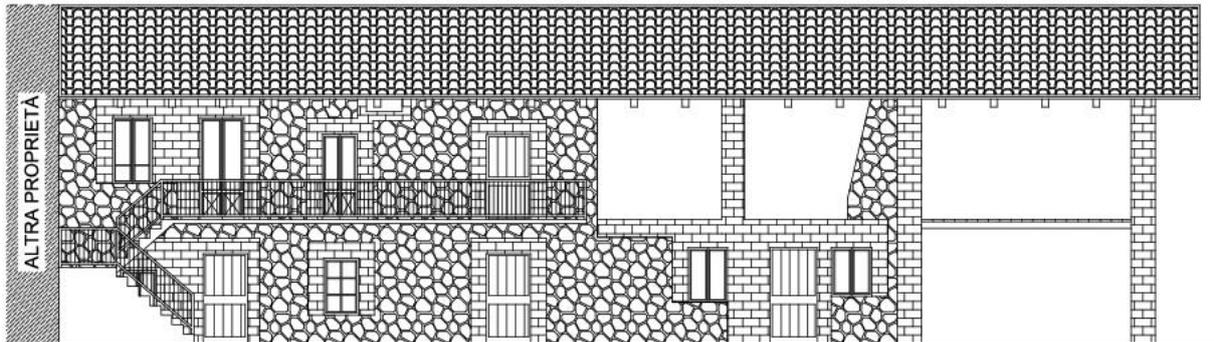


Immagine 4.5 – Prospetto Sud, indicazione tipologia muraria.

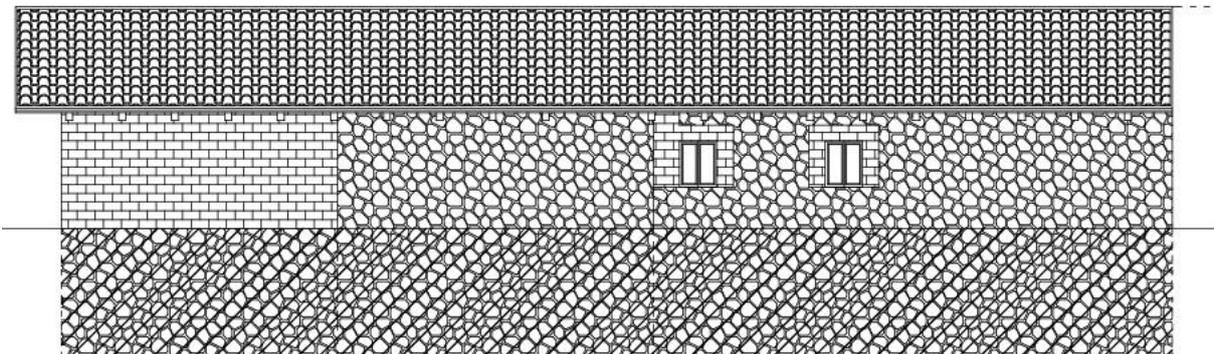


Immagine 4.6 – Prospetto Nord, indicazione tipologia muraria

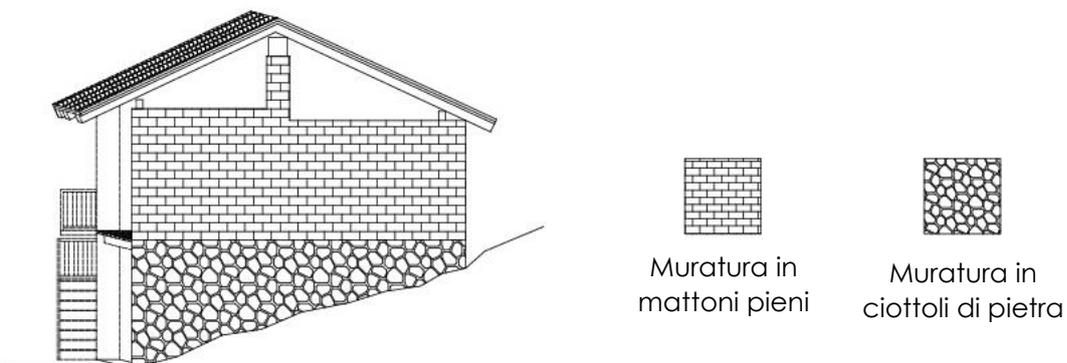


Immagine 4.7 – Prospetto Est, indicazione tipologia muraria.

Indicazioni per una precisa descrizione della muratura possono essere ricavate dagli abachi delle tipologie murarie riportati nel “*Manuale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II livello*” M. Ferrini, A. Melozzi, A. Pagliazzi, S. Scarparolo, Direzione Generale delle Politiche Territoriale e Ambientali – Settore Servizio Sismico Regionale, 2003 [21].

La muratura portante è costituita principalmente da ciottoli di fiume di varia dimensione con interposizione saltuaria di mattoni pieni, avente apparecchiatura muraria caotica e differente nelle diverse zone della struttura (Foto 4.3 – 4.4 – 4.5). Non si riscontra la presenza di ricorsi in mattoni tali da garantire regolarità ed orizzontalità alla disposizione della muratura.

Nelle zone in cui è possibile osservare la sezione, non si riscontrano diatoni (ossia pietre passanti attraverso lo spessore della parete) tali da collegare i paramenti murari esterni e garantire monoliticità alla parete, tuttavia, un certo grado di ingranamento trasversale è realizzato da elementi di laterizi o pietra non completamente passanti ma che interessano gran parte dello spessore (Foto 4.6).

La malta nelle zone in cui presente mostra una modesta qualità, ma in altre parti della muratura, ne si rileva la quasi totale assenza. Per migliorare il contatto tra gli elementi sono inserite nella muratura pietre di minori dimensioni.

In generale gli elementi in pietra ed in laterizio non presentano evidenti segni di degrado o malessere strutturale.



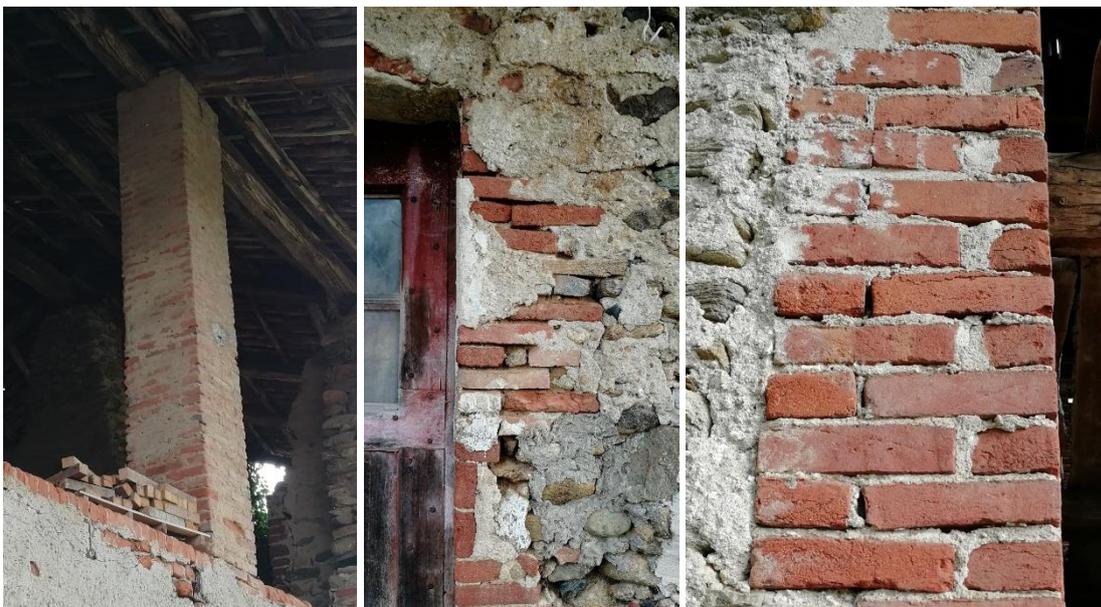
Foto 4.3 – 4.4 – 4.5 – Particolare muratura in ciottoli di pietra.



*Foto 4.6 – Particolare ingranamento trasversale.*

Passando alle zone della muratura realizzate in mattoni pieni, dalle indagini visive, si osserva una buona messa in opera dei laterizi costituenti le fasce murarie, rispettosa delle prescrizioni costruttive delle "regole d'arte", con corretta interposizione dei mattoni sia nel piano sia nello spessore della parete. La malta presenta uno spessore maggiore di 1 cm e la qualità risulta modesta.

Sono realizzati in muratura in mattoni pieni alcuni pilastri, la parete di chiusura laterale (che non assume funzione portante ma solo di tamponamento esterno) ed i 25/30 cm attorno alle aperture (Foto 4.7 – 4.8 – 4.9 – 4.10 – 4.11).



*Foto 4.7 – 4.8 – 4.9 – Particolare muratura in mattoni.*



Foto 4.10 – Particolari cordolo e cornice aperture in mattoni pieni.



Foto 4.11 – Particolare pilastro con interposizione di grosse pietre e mattoni pieni.

#### **4.4.2. Struttura portante orizzontamenti**

Per quanto riguarda gli orizzontamenti si rilevano diverse tipologie costruttive, tipiche del periodo storico in cui è stato costruito l'edificio, quali: solaio in voltini in mattone forato con travetti in acciaio IPN160 x 75 (Foto 4.12 – 4.13); solaio costituito da travi in legno, travicelli e pannelle in cotto (Foto 4.14); solaio in legno a semplice orditura costituito da travi principali e tavolato (Foto 4.15). Il solaio del locale interrato è composto da una volta a botte in pietra (Foto 4.16 – 4.17).

Il collegamento dei solai con le pareti in muratura è realizzato tramite il semplice inserimento dell'elemento portante orizzontale, quali le travi in legno o i profilati in acciaio, all'interno della muratura, senza l'uso di ulteriori accorgimenti.

Tutte queste tipologie di solai non possono essere ritenute rigide e collaboranti nella distribuzione delle azioni orizzontali agli elementi verticali. Nelle successive analisi non verranno eseguite verifiche perché esterne al tema principale della tesi nonché per mancanza di opportuni dati.

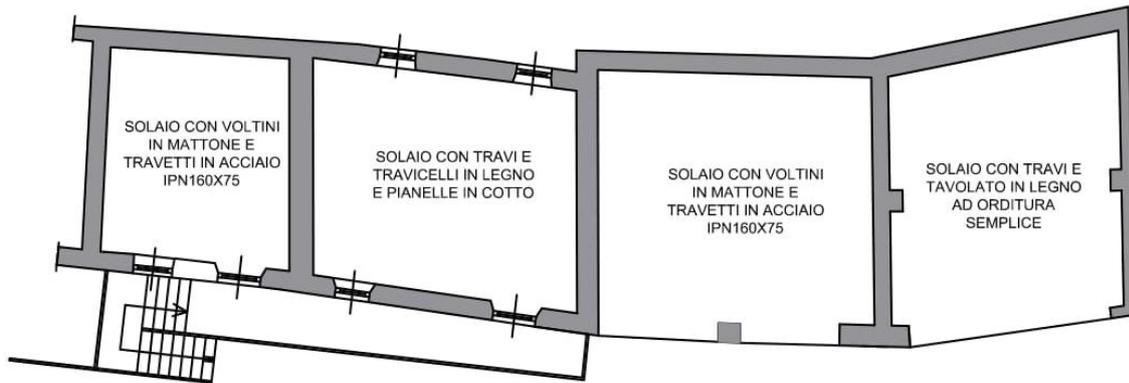


Immagine 4.8 – Solai piano primo.

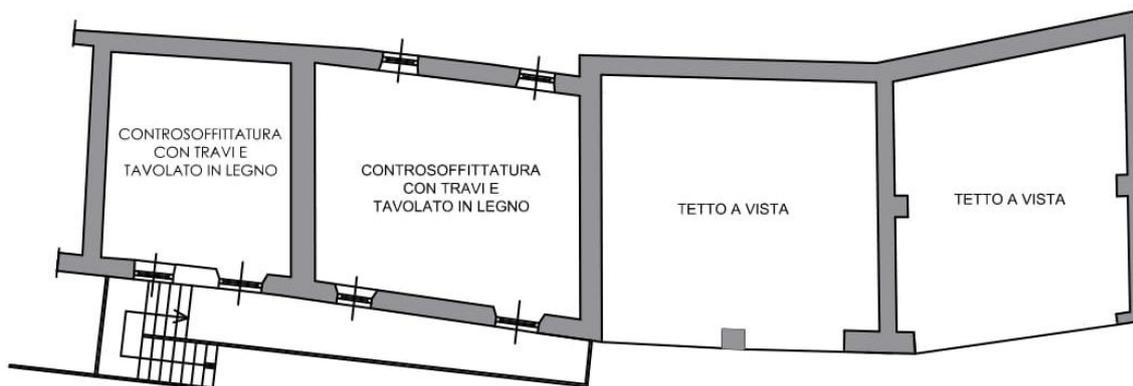


Immagine 4.9 – Controsoffittature piano primo.



Foto 4.12 – 4.13 – Solaio in voltini in mattone forato con travetti in profilato in acciaio IPN160 x 75



Foto 4.14 – Solaio costituito da travi e travetti in legno e pianelle in cotto.



Foto 4.15 – Solaio costituito da travi e tavolato in legno.



Foto 4.16 – 4.17 – Volta a botte lovale interrato.

#### 4.4.3. Struttura tetto

La struttura del tetto è in legno ed è costituita da una trave di colmo posta superiormente in posizione centrale e due dormienti/travi, collocati sulle murature perimetrali o sui pilastri esterni. Su di essi poggiano dei puntoni ad interassi variabili, sopra cui sono disposti dei travetti che sostengono la copertura realizzata con coppi in laterizio (Foto 4.18 – 4.19). Le due falde hanno una inclinazione di circa 25°.



Foto 4.18 – Particolare tetto.



Foto 4.19 – Particolare tetto.

## 4.5. Caratterizzazione della muratura

La caratterizzazione di una muratura consiste nella ricerca dei valori dei parametri meccanici fondamentali attribuibili, tramite il rilievo, prove sperimentali in situ ed in laboratorio. Una loro corretta valutazione assume fondamentale importanza nel caso di analisi di edifici esistenti.

Nel caso specifico, non si sono potute svolgere prove sperimentali, per cui tutte le informazioni e le conclusioni riportate nei seguenti paragrafi sono frutto esclusivamente del rilievo in situ.

Si seguiranno due approcci differenti già introdotti al *paragrafo 3.5.2.*: il primo rispetta le indicazioni riportate sulla normativa mentre il secondo fa uso dell'indice di qualità muraria.

### 4.5.1. Caratterizzazione della muratura del fabbricato oggetto dell'analisi secondo la Circolare n.617 del 2 febbraio 2009

Per caratterizzare la muratura, secondo le indicazioni riportate sulla *Circolare applicativa n.617 del 2 febbraio 2009* [5], bisogna prima di tutto definire il livello di conoscenza.

Si sono effettuati esclusivamente rilievi in situ atti a definire la geometria del fabbricato, la tipologia muraria costituente la struttura portante ed i dettagli costruttivi identificabili. Non si sono potute eseguire prove sperimentali tali da definire la resistenza meccanica del materiale. Ciò corrisponde alla descrizione fornita al *paragrafo 3.5.2* per le indagini in situ limitate. Risulta, quindi, che il livello di conoscenza attribuibile è LC1 il cui fattore di confidenza è pari a  $FC=1,35$ .

Definito il livello di conoscenza, è possibile identificare i parametri meccanici della muratura utilizzando le indicazioni riportate all'interno delle *tabelle C8A.2.1* e *C8A.2.2*. Si considerano per le resistenze i valori minimi e per il modulo elastico il valore medio, come suggerito dalla norma per il livello LC1.

Nell'edificio oggetto dell'analisi sono presenti due tipologie di muratura principali, come già riportato al *paragrafo 4.4.1*. "*Struttura portante verticale*": muratura in ciottoli di pietra semilavorati di varia dimensione disposti in maniera caotica e muratura in mattoni pieni.

A queste tipologie di muratura corrispondono rispettivamente i parametri meccanici riferiti a "muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)" e "muratura in mattoni pieni e malta di calce" riportati sulla *tabella C8A.2.1*.

Le pareti murarie in ciottoli di pietra presentano solo in alcune zone caratteristiche migliori rispetto a quelle a cui fanno riferimento i valori normativi, perciò, ponendosi a favore di sicurezza, non si esegue alcuna correzione ai suddetti valori. Per quanto riguarda la muratura in mattone pieno, si riscontra una buona connessione trasversale, rilevabile esclusivamente nei pilastri. Si correggono quindi i valori dei parametri meccanici riferiti alla muratura in mattone pieno utilizzando i coefficienti riportati nella *tabella C8A.2.2*, in

particolare si corregge la resistenza a compressione  $f_m$  e la resistenza a taglio  $\tau_0$  tramite il coefficiente moltiplicativo pari a 1,3;

In definitiva, si ottengono dalle prescrizioni normative i seguenti valori dei parametri meccanici per due tipologie murarie presenti nell'edificio in esame.

Tabella 4.2 – Valore dei parametri meccanici delle tipologie di muratura presenti nell'edificio oggetto dell'analisi in accordo con le NTC2018.

Tipologia muraria	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$G$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$w$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Muratura in ciottoli di pietra disposti in maniera caotica	100	2,0	870	290	19
Muratura in mattoni pieni	312	7,8	1500	500	18

#### 4.5.2. Caratterizzazione della muratura del fabbricato oggetto dell'analisi con l'ausilio del IQM

Il calcolo dell'indice di qualità muraria (IQM) si realizza compilando la scheda di valutazione della muratura. Come prima cosa bisogna assegnare una valutazione (NR = parametro non rispettato, PR = parametro parzialmente rispettato, P = parametro rispettato) ai parametri caratteristici della "regola d'arte" in base a quanto osservato durante il rilievo.

Si esamina prima la muratura in ciottoli di pietra semilavorati di varia dimensione disposti in maniera caotica.

- **Orizzontalità dei filari (OR.)**, l'apparecchiatura muraria risulta molto caotica con dimensioni degli elementi variabile. Non si può considerare l'orizzontalità dei filari soddisfatta per cui si assegna come valutazione NR.
- **Presenza dei diaconi/ingranamento trasversale (P.D.)**, osservando la sezione del muro si evince un modesto ingranamento trasversale realizzato dalla sistematica presenza di elementi che attraversano per quasi tutto lo spessore la muratura. Si assegna come valutazione PR.
- **Forma degli elementi resistenti (F.EL.)**, la forma e la dimensione degli elementi risulta essere molto varia e arrotondata. A questa descrizione corrisponde una valutazione pari a NR.
- **Sfalsamento dei giunti verticali/ingranamento nel piano (S.G.)**, la disposizione degli elementi è casuale all'interno della muratura e si rilevano giunti allineati verticalmente su due o più elementi in ampie porzioni di parete. Si assegna come valutazione NR.

- **Dimensione degli elementi resistenti (D.EL.)**, la muratura mostra elementi con dimensione maggiore sotto i 20 cm, perciò si assume come valutazione NR.
- **Qualità della malta/efficace contatto fra elementi/zeppe (MA.)**, la malta esibisce qualità discrete dove presente, ma in alcune zone si ha una quasi totale assenza. Si assegna come valutazione NR.
- **Resistenza degli elementi (RE.EL.)**, considerando l'età della costruzione, anche se non si riscontra un deciso degrado degli elementi, si assegna una valutazione pari a PR.

Si calcola quindi i tre indici di qualità della muratura seguendo le indicazioni riportate nella tabella 3.2 e combinando i valori tramite le equazioni (3.4), (3.5) e (3.6).

Tabella 4.3 – Valutazioni assegnate ai parametri della “regola d’arte”, muratura in pietra.

	Valutazione	Azioni verticali	Azioni fuori da piano	Azioni nel piano
O.R.	NR	0	0	0
P.D.	PR	1	1,5	1
F.EL.	NR	0	0	0
S.G.	NR	0	0	0
D.EL.	NR	0	0	0
MA.	PR	0	0	0
RE.EL.	PR	0,7	0,7	0,7

$$IQM_V = REEL_V \times (OR_V + PD_V + FEL_V + SG_V + DEL_V + MA_V) =$$

$$= 0,7 \times (0 + 1 + 0 + 0 + 0 + 0) = 0,7$$

$$IQM_{FP} = REEL_{FP} \times (OR_{FP} + PD_{FP} + FEL_{FP} + SG_{FP} + DEL_{FP} + MA_{FP}) =$$

$$= 0,7 \times (0 + 1,5 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

$$IQM_{NP} = REEL_{NP} \times (OR_{NP} + PD_{NP} + FEL_{NP} + SG_{NP} + DEL_{NP} + MA_{NP}) =$$

$$= 0,7 \times (0 + 1 + 0 + 0 + 0 + 0) = 0,7$$

Dalla tabella 3.4 si ricava la categoria di appartenenza della muratura.

Tabella 4.4 – Categoria di appartenenza muratura in pietra.

	Azioni verticali	Azioni fuori da piano	Azioni nel piano
Categoria	C	C	C

Si esamina adesso la muratura in mattoni pieni.

- **Orizzontalità dei filari (OR.)**, l'orizzontalità dei filari risulta rispettata, perciò si assegna come valutazione R.

- **Presenza dei diatoni/ingranamento trasversale (P.D.)**, i mattoni utilizzati per i pilastri sono disposti in modo da garantire un adeguato ingranamento e monoliticità all'elemento verticale. Si assegna quindi come valutazione R.
- **Forma degli elementi resistenti (F.EL.)**, essendo i mattoni di forma squadrata e regolare si assegna come valutazione R.
- **Sfalsamento dei giunti verticali/ingranamento nel piano (S.G.)**, il giunto verticale è posizionato prevalentemente in corrispondenza della zona centrale dell'elemento inferiore, si assume perciò come valutazione R.
- **Dimensione degli elementi resistenti (D.EL.)**, la muratura mostra elementi con dimensione compresa tra i 20 e i 40 cm, perciò si assume come valutazione PR.
- **Qualità della malta/efficace contatto fra elementi/zeppe (MA.)**, la malta esibisce discrete qualità. Si assegna come valutazione PR.
- **Resistenza degli elementi (RE.EL.)**, considerando l'età della costruzione, anche se non si riscontra un deciso degrado degli elementi, si assegna una valutazione pari a PR.

Si calcola quindi i tre indici di qualità della muratura seguendo le indicazioni riportate nella tabella 3.2 e combinando i valori tramite le equazioni (3.4), (3.5) e (3.6).

Tabella 4.5 – Valutazioni assegnate ai parametri della “regola d'arte”, muratura in mattoni.

	Valutazione	Azioni verticali	Azioni fuori da piano	Azioni nel piano
O.R.	R	2	2	1
P.D.	R	1	3	2
F.EL.	R	3	2	2
S.G.	R	1	1	2
D.EL.	PR	0,5	0,5	0,5
MA.	PR	0,5	0,5	1
RE.EL.	PR	0,7	0,7	0,7
Coeff. r	MA. = R	0,6	1	0,7

$$IQM_V = REEL_V \times (OR_V + PD_V + FEL_V + SG_V + DEL_V + MA_V) =$$

$$= 0,6 \times 0,7 \times (2 + 1 + 3 + 1 + 0,5 + 0,5) = 3,36$$

$$IQM_{FP} = REEL_{FP} \times (OR_{FP} + PD_{FP} + FEL_{FP} + SG_{FP} + DEL_{FP} + MA_{FP}) =$$

$$= 1 \times 0,7 \times (2 + 3 + 2 + 1 + 0,5 + 0,5) = 6,3$$

$$IQM_{NP} = REEL_{NP} \times (OR_{NP} + PD_{NP} + FEL_{NP} + SG_{NP} + DEL_{NP} + MA_{NP}) =$$

$$= 0,7 \times 0,7 \times (1 + 2 + 2 + 2 + 0,5 + 1) = 4,17$$

Dalla tabella 3.4 si ricava la categoria di appartenenza della muratura.

Tabella 4.6 – Categoria di appartenenza muratura in mattone pieno.

	Azioni verticali	Azioni fuori da piano	Azioni nel piano
Categoria	B	B	B

Dopo aver individuato l'indice di qualità muraria per le due tipologie, utilizzando le equazioni da (3.7) a (3.16) si stimano i parametri meccanici.

Tabella 4.7 – Parametri meccanici delle due tipologie di muratura presenti nell'edificio oggetto dell'analisi valutati con l'uso dell'IQM.

		Tipologia muraria	
		Muratura in ciottoli di pietra disposti in maniera caotica	Muratura in mattoni pieni
$f_m \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	min	111,9	206,1
	med	155,3	274,1
	max	199,0	341,6
$\tau_0 \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	min	2,2	4,8
	med	2,9	5,9
	max	3,6	7,1
$E \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	min	625,2	1010,2
	med	778,8	1235,8
	max	932,1	1460,4
$G \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	min	250,1	404,1
	med	311,5	494,3
	max	372,8	584,2

#### 4.5.3. Conclusioni caratterizzazione della muratura

Si considerano i valori minimi per i parametri di resistenza ed i valori medi per i moduli elastici, come già fatto nel caso normativo, anche per i valori ottenuti con l'ausilio dell'indice di qualità muraria.

Paragonando quanto ottenuto con i due differenti metodi di classificazione (Tabella 4.8) si perviene alle seguenti conclusioni:

- nel caso della muratura in pietra, i valori dei parametri sono abbastanza concordi tra loro, gli unici che si discostano maggiormente sono i moduli elastici normali ( $E$ ).
- Per quanto riguarda la muratura in mattoni pieni, i risultati ottenuti con i due metodi differiscono maggiormente ed in particolare con il sistema che fa impiego dell'indice di qualità muraria, i valori dei parametri meccanici di resistenza risultano

essere fin troppo a favore di sicurezza. Infatti, con questo tipo di analisi, la discreta qualità della malta influenza eccessivamente in negativo i valori.

Tabella 4.8 – Confronto parametri meccanici ottenuti con i due differenti metodi.

	Tipologia muraria			
	Muratura in ciottoli di pietra disposti in maniera caotica		Muratura in mattoni pieni	
	NTC2018	IQM	NTC2018	IQM
$f_m \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	100	111,9	312	206,1
$\tau_0 \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	2,0	2,2	7,8	4,8
$E \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	870	778,8	1500	1235,8
$G \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	290	311,2	500	494,3

In conclusione, si definiscono i valori dei parametri meccanici che verranno utilizzati durante la successiva analisi dello stato di fatto. Si è deciso di impiegare un valore intermedio tra due ottenuti con i differenti metodi di analisi per entrambe le tipologie murarie.

Tabella 4.9 – Valori dei parametri meccanici che verranno utilizzati nell'analisi.

	Tipologia muraria	
	Muratura in ciottoli di pietra disposti in maniera caotica	Muratura in mattoni pieni
$f_m \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	105	280
$\tau_0 \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	2,1	6,5
$E \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	830	1400
$G \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	300	500

I parametri meccanici corrispondenti alla "muratura in mattoni pieni" verranno utilizzati per i pilastri costruiti integralmente in mattoni, per tutti gli altri elementi murari, anche se costituiti parzialmente da laterizi, verranno utilizzate le caratteristiche correlate alla "muratura in ciottoli di pietra disposti in maniera caotica".

## 4.6. Modellazione della struttura

Per la creazione del modello strutturale si è utilizzato il programma di calcolo strutturale CDM DOLMEN il quale effettua una modellazione a "telaio equivalente" nel caso di edifici in muratura. Con essa viene valutato il comportamento globale dell'edificio considerando come meccanismo resistente la risposta nel piano delle pareti.

Quanto riportato di seguito è tratto da "*Strutture esistenti in muratura – Valutazione della sicurezza sismica*" di Graziella Campagna, edito da Wolters Kluwer, 2015 [22] e dall'output di verifica generato dal software CDM DOLMEN.

Con tale metodo viene modellata la struttura tramite elementi monodimensionali (beam) con le stesse caratteristiche di deformabilità e resistenza dell'elemento murario.

Si definiscono i maschi murari come le porzioni di parete non interessate da aperture. Essi vengono rappresentati tramite il loro asse baricentrico e delimitati da nodi posti a livello di impalcato. Si ipotizza che tale elemento sia composto da una zona centrale deformabile con resistenza finita e due parti poste alle estremità infinitamente rigide. Il tratto deformabile ha una estensione (altezza efficace) definita dalla seguente relazione, secondo quanto proposto da Dolce in "*Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti*", nel corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989.

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{\bar{H} - h'}{h'}$$

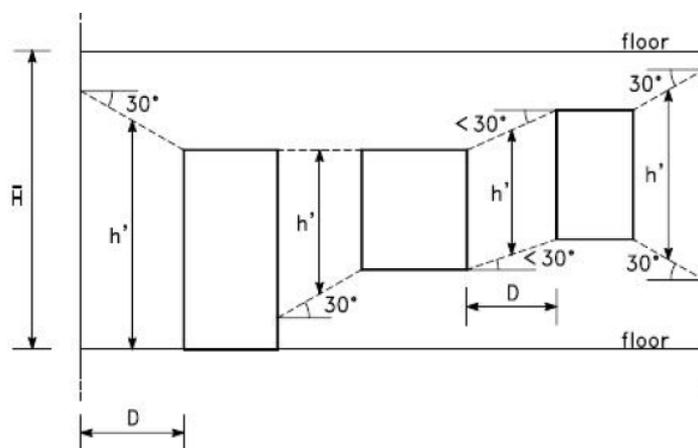


Immagine 4.10 – Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari. Manuale della muratura. Dolmen.

Come già anticipato i pannelli murari non rispondono ad azioni fuori dal loro piano, perciò gli elementi asta componenti i maschi murari vengono svincolati per il momento agente nel piano della parete. Tali azioni vengono riprese dalle pareti poste nella direzione perpendicolare.

Le porzioni di muratura sopra e sotto finestra rappresentano le fasce di piano. Esse vengono definite per mezzo di elementi asta ad asse orizzontale avente un tratto deformabile di

estensione corrispondente alla luce libera dell'apertura e le due parti terminali infinitamente rigide.

Per la creazione del telaio equivalente vengono richieste le caratteristiche di rigidezza dei materiali (modulo elastico normale e di taglio), nonché le caratteristiche di resistenza (resistenza a compressione e a taglio).

Il modello viene generato in automatico dal software rispettando le indicazioni riportate in precedenza.

Gli orizzontamenti non possono essere modellati come piani infinitamente rigidi in quanto tutte le tipologie di solaio presenti nell'edificio non possono essere ritenute tali. Vengono comunque modellati tramite degli elementi guscio aventi uno spessore di membrana ed un modulo elastico irrisorio. In particolare:

- Per i solai in voltini costituiti da putrelle in acciaio e mattoni ed i solai in legno con pianelle, si è assunto il modulo elastico della muratura in mattone  $E = 1400 \text{ MPa}$  ed uno spessore di membrana di 3 cm;
- Per i solai ad orditura semplice in legno ed il tetto si è assunto un modulo elastico pari a  $E = 2000 \text{ MPa}$  ed uno spessore di membrana di 1 cm.

Tali ipotesi sono state effettuate in quanto la totale assenza di collegamento tra gli elementi rendeva la struttura labile e non permetteva il calcolo. I valori modesti sia del modulo elastico sia dello spessore di membrana fanno sì che i gusci possiedano una rigidezza esigua.

Il peso proprio del solaio e i carichi portati sono trasferiti alle murature in base all'orditura dello stesso.

Con il metodo così detto a "telaio equivalente" si è creato un modello globale della struttura, in tal modo si è considerato un ammortamento efficace tra pareti ortogonali ed una redistribuzione delle azioni durante il sisma. Per studiare il caso opposto, ovvero pareti senza alcun ammortamento tra esse, verranno eseguite delle analisi locali escludendo le azioni derivanti dalle pareti disposte ortogonalmente.

Si noti che la struttura in esame fa parte di un complesso di edifici più ampio la cui zona in oggetto si trova nella parte estrema di tale agglomerato edilizio, perciò non verrà modellato il resto del fabbricato in quanto questa approssimazione risulta a favore di sicurezza come anche riportato sulle *"Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008"* [4].

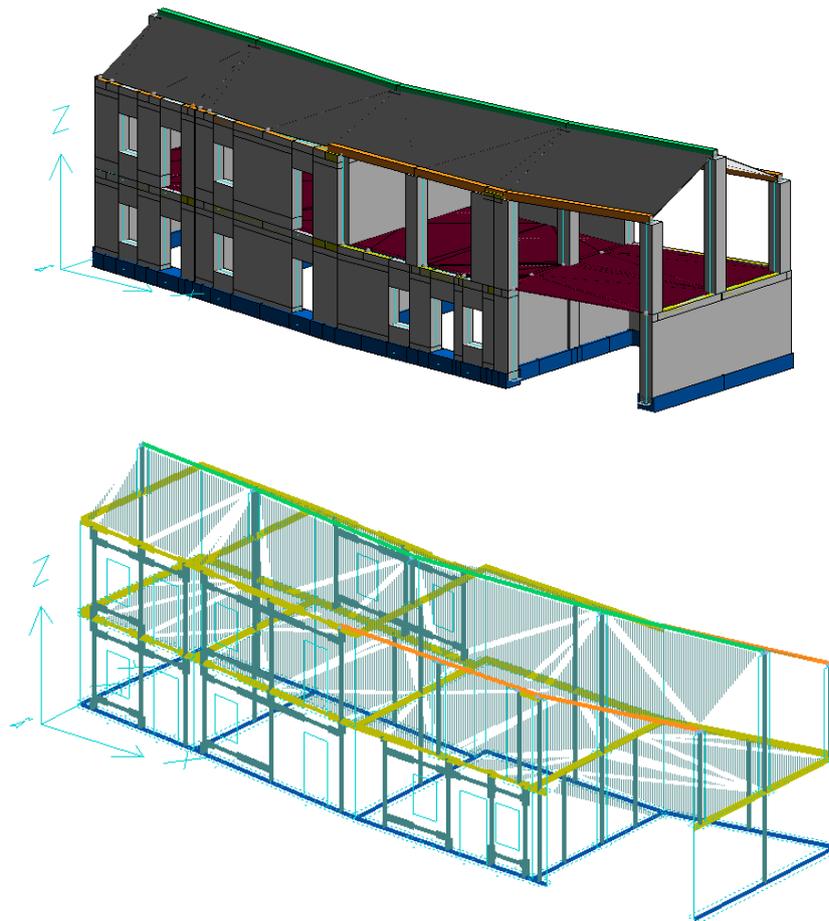


Immagine 4.11 – Modello globale della struttura. Visualizzazione degli interpiani murari e dello schema a “telaio equivalente”. CDM DOLMEN.

#### 4.7. Analisi dei carichi

Si analizzano i carichi agenti sulla struttura derivanti dal peso proprio della struttura portante, dal peso proprio degli elementi non strutturali e i sovraccarichi accidentali.

Si riporta nella tabella seguente il peso specifico dei materiali utilizzati nell'analisi dei carichi.

Tabella 4.10 – Peso specifico materiali.

Materiale	Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]
Ciottoli di pietra	19,0
Mattoni Pieni	18,0
Mattoni Semipieni	13,0
Acciaio	78,5
Legno	6,0
Massetto	16,0

#### 4.7.1. Peso proprio degli elementi strutturali

Muratura in ciottoli di pietra:  $\gamma_{m,p} = 19 \text{ kN/m}^3$

Muratura in mattoni pieni:  $\gamma_{m,mat} = 18 \text{ kN/m}^3$

Solaio in voltini in mattone semipieno e profili IPN 160x75:

$$p_{s,volt} = 13,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 0,06 \text{ [m]} + 78,5 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 0,00228 \text{ [m}^2\text{]} \cdot 1 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

Solaio composto da travi di dimensione 20x30 cm ad interasse di circa 1 m, travicelli di dimensione 7x5 cm ad interassi di circa 25 cm e pianelle in cotto:

$$\begin{aligned} p_{s,l+m} &= 13,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 0,06 \text{ [m]} + 6,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot (0,05 \cdot 0,07) \text{ [m}^2\text{]} \cdot 4 + 6,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot (0,20 \cdot 0,30) \text{ [m}^2\text{]} \cdot 1 = \\ &= 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Solaio in legno ad orditura semplice costituito da travi di dimensione 15x15 cm e tavolato dello spessore di 3 cm:

$$p_{s,l} = 6,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot (0,15 \cdot 0,15) \text{ [m}^2\text{]} \cdot 1 + 6,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 0,03 \text{ [m]} = 0,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tetto composto da puntoni in legno di dimensione 20x20 ad un interasse medio di circa 1.5 m e travetti in legno di dimensione 10x10 ad interassi di circa 60 cm

$$p_t = \frac{6,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot (0,20 \cdot 0,20) \text{ [m}^2\text{]}}{1,5} + \frac{6,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot (0,10 \cdot 0,10) \text{ [m}^2\text{]}}{0,6} = 0,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

#### 4.7.2. Carichi permanenti non strutturali

Massetto di calcestruzzo dello spessore di 4 cm:

$$p_{mass} = 16,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 0,04 \text{ [m]} = 0,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Piastrelle:  $p_{piast} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

Muratura in mattoni perimetrale non strutturale

$$p_{matt,non strut} = 18,0 \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \cdot 0,12 \text{ [m]} \cdot 3 \text{ [m]} = 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Coppi in laterizio:  $p_{coppo} = 0,62 \text{ kN/m}^2$

#### 4.7.3. Sovraccarichi

Ambienti ad uso residenziale, aree per attività domestiche e residenziali:

$$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Sovraccarico neve a Giaveno per una altitudine di 506 m.s.l.:

$$q = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

## 4.8. Azione sismica di progetto

Preliminarmente alla definizione dell'azione sismica di progetto bisogna identificare i parametri definiti nei paragrafi 3.3. e 3.4.

Il fabbricato oggetto dell'analisi è un edificio di civile abitazione, quindi è possibile definire la vita nominale  $V_N = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie) e la classe d'uso II (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti). Da questi si definisce il periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

I periodi di ritorno  $T_R$  per i 4 stati limite sono i seguenti:

- SLO ( $P_{VR} = 81\%$ ):  $T_R = 30 \text{ anni}$
- SLD ( $P_{VR} = 63\%$ ):  $T_R = 50 \text{ anni}$
- SLV ( $P_{VR} = 10\%$ ):  $T_R = 475 \text{ anni}$
- SLC ( $P_{VR} = 5\%$ ):  $T_R = 975 \text{ anni}$

Di seguito si riportano, per l'edificio sito a Giaveno (zona sismica 3s), lo spettro di risposta elastico ed i grafici contenenti i valori di progetto dei parametri: accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_g$ ), valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale ( $F_0$ ) e periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro ( $T_c$ ), in funzione del periodo di ritorno ( $T_R$ ).

Grafico 4.1 – Spettri di risposta elastici per i 4 stati limite di riferimento.

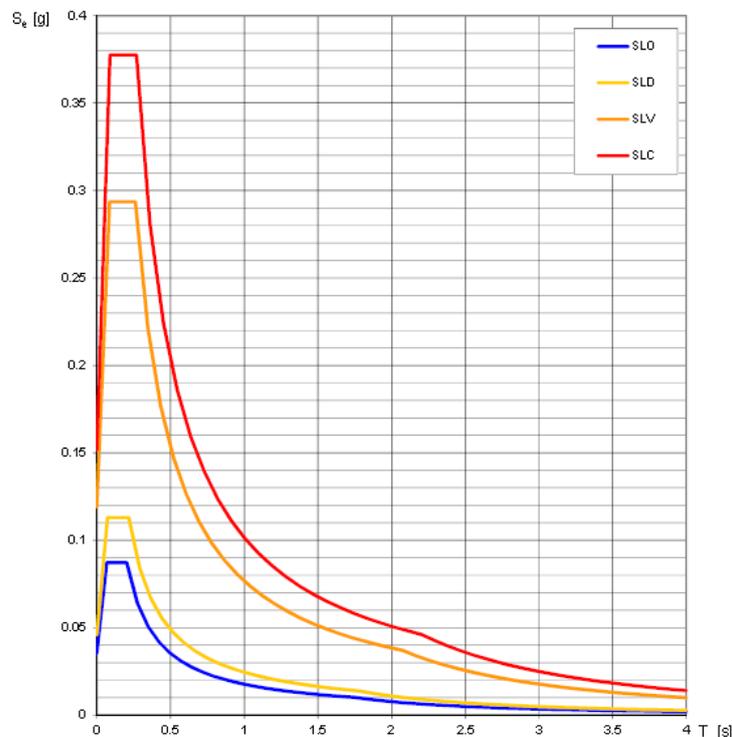


Grafico 4.2 – Valori dell'accelerazione massima orizzontale al sito  $a_g$  in funzione del periodo di ritorno ( $T_R$ ).

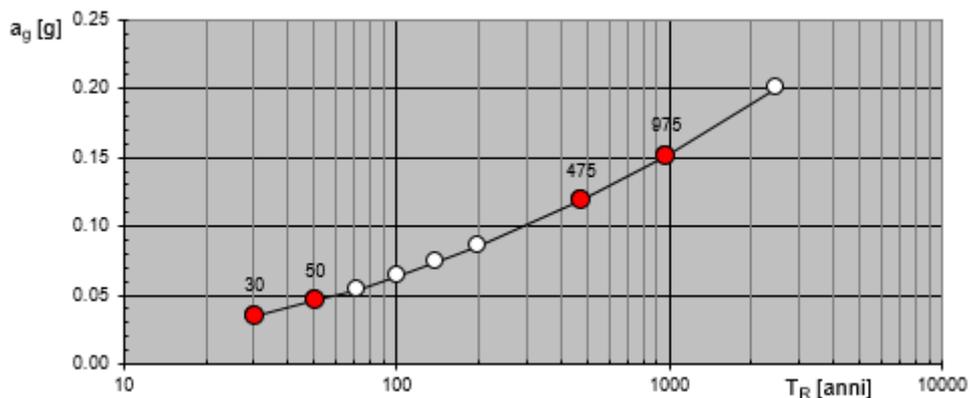


Grafico 4.3 – Valore del fattore di amplificazione dello spettro di risposta in accelerazione orizzontale  $F_0$  in funzione del periodo di ritorno ( $T_R$ ).

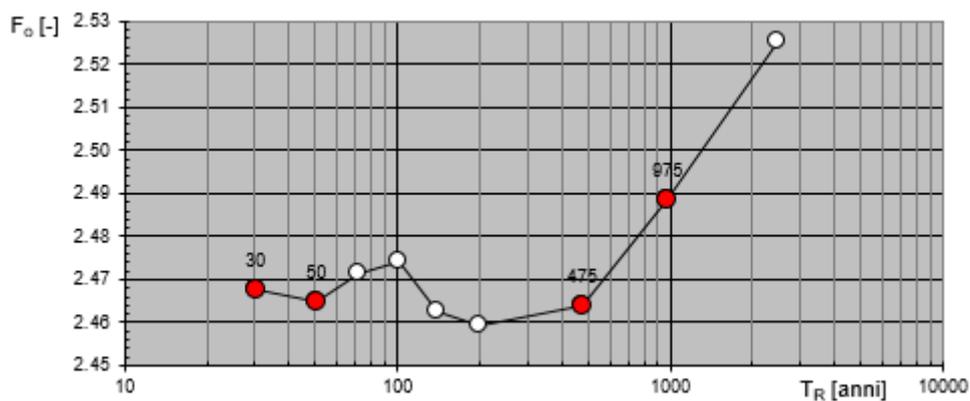
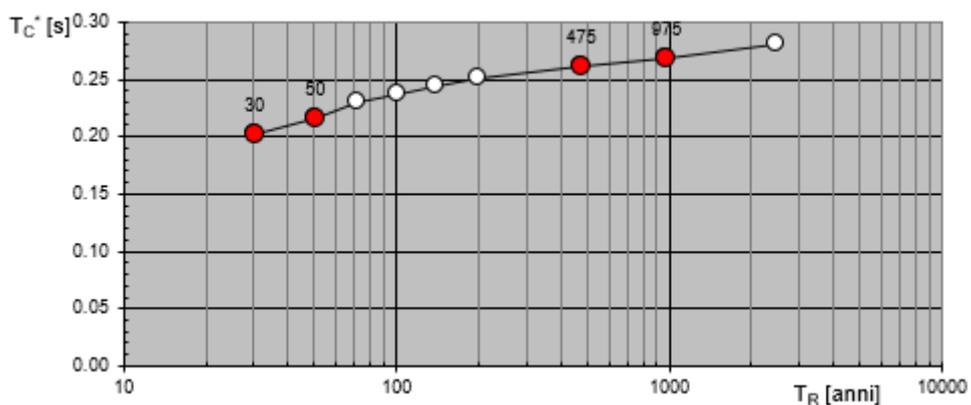


Grafico 4.4 – Valori del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_C$  in funzione del periodo di ritorno ( $T_R$ ).



Per ricavare lo spettro di progetto bisogna considerare la tipologia di sottosuolo, la topografia del territorio e la duttilità della struttura.

Come riportato già al *paragrafo 4.2*, la categoria del sottosuolo è B “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti” mentre la categoria topografica è T2 “Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ”.

Per tenere in conto della duttilità della struttura, la normativa considera il fattore di comportamento  $q$  dato dalla relazione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Il valore base del fattore di comportamento allo SLV ( $q_0$ ) si ricava dalla *tabella 7.3.II delle NTC2018 [6]*, la quale riporta per la muratura ordinaria un valore pari a:

$$1.75\alpha_u/\alpha_1$$

Al *paragrafo 7.8.1. delle NTC2018 [6]* è riportato il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  che nel caso di murature ordinari risulta pari a 1.7, quindi si ricava  $q_0$ :

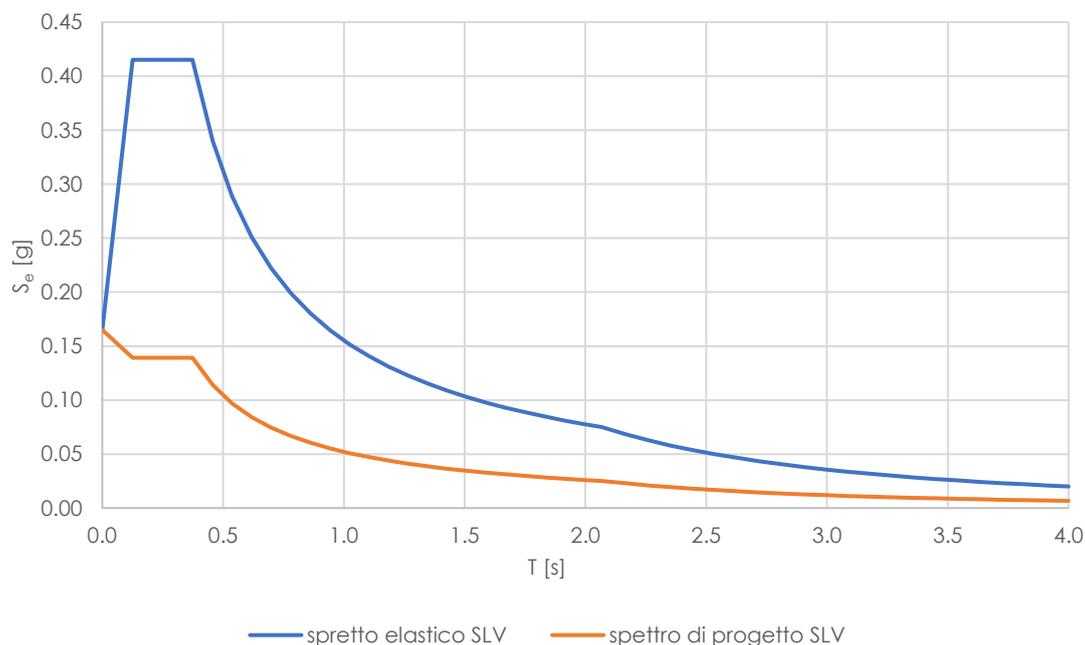
$$q_0 = 1.75\alpha_u/\alpha_1 = 1.75 \cdot 1.7 = 2.98$$

Questi parametri possono essere ricavati in alternativa tramite una analisi non lineare.

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza come nel caso in esame.

Si riporta quindi lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

*Grafico 4.5 – Spettri di risposta componente orizzontale per lo stato limite SLV.*



## 4.9. Risultati delle analisi nello stato di fatto

Vengono di seguito riportati i risultati delle analisi svolte per l'edificio pre-intervento.

Sono state svolte le verifiche globali dell'intero fabbricato, nonché le analisi locali considerando le singole pareti murarie non ammortate tra loro.

Nelle analisi globali si è considerato un comportamento d'insieme dell'intero edificio, modellato tramite lo schema a "telaio equivalente", mentre con lo studio dei meccanismi locale viene calcolato il carico orizzontale ultimo corrispondente all'attivazione del meccanismo di ribaltamento trascurando l'eventuale ammortamento presente tra le pareti perpendicolari.

Come già riportato in precedenza, nel caso dell'edificio in esame, l'analisi globale dell'intero fabbricato non può essere considerata attendibile e veritiera a causa della presenza di orizzontamenti con rigidità esigua ed ammortamento tra le pareti non ben definito. Essa viene eseguita comunque per ottenere un confronto con la successiva analisi post-intervento.

L'analisi dei meccanismi locali, al contrario, risulta essere maggiormente affidabile anche se trascurando completamente l'ammortamento tra le pareti ci poniamo nella condizione diametralmente opposta rispetto all'analisi globale.

### 4.9.1. Analisi dinamica modale

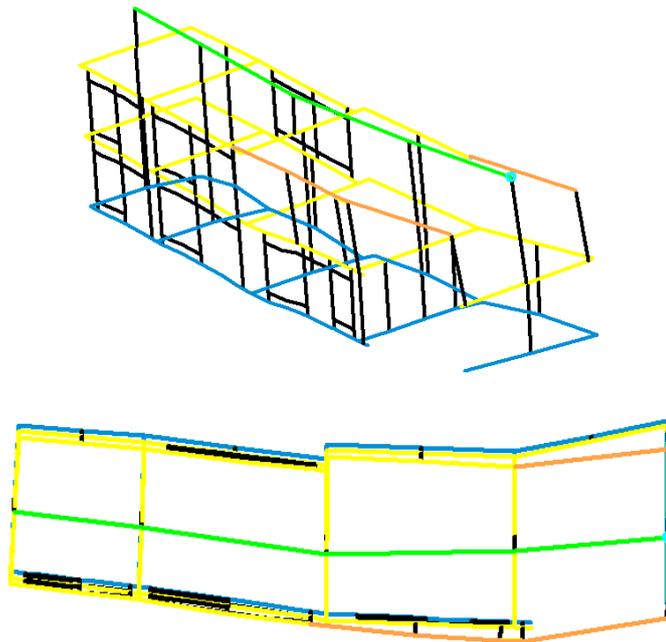
Dall'analisi dinamica modale si ricavano i periodi propri di vibrare principali della struttura, nonché la massa attivata da ognuno dei modi di vibrare. I risultati ottenuti possono essere interessanti per un confronto con quelli successivi ottenuti tramite analisi post-intervento. Quindi si otterranno le forze sismiche da applicare nel centro di massa in funzione degli autovalori ricavati.

#### Output Analisi dinamica modale software CDM DOLMEN

```
*** TABELLA AUTOVETTORI ***
n | PERIODO |          MASSA ATTIVATA          |
  | [sec]   |      %X      %Y      %Z      |
1 | 0.330551 |    0.062  79.946  0.000 |
2 | 0.285316 |   26.670   0.139  0.000 |
3 | 0.171435 |   46.658   2.722  0.000 |
4 | 0.141381 |   10.719   3.000  0.000 |
5 | 0.122898 |    0.014   3.652  0.000 |
6 | 0.096558 |    0.069   0.147  0.000 |
7 | 0.091811 |    0.000   0.005  0.000 |
8 | 0.086805 |    0.049   0.013  0.000 |
9 | 0.083807 |    9.038   0.111  0.000 |
-----
MASSA TOTALE  93.281  89.735  0.000 |
-----
```

Considerando solo i modi aventi una percentuale di massa attivata maggiore del 5% viene comunque raggiunto il valore pari all'85% di massa come richiesto dalla normativa. L'assenza di piani rigidi e di collegamento tra i pilastri isolati fa sì che siano presenti modi locali di vibrazione. Si nota facilmente dall'osservazione dei principali modi di vibrare che la notevole differenza di rigidezza tra la parte "scatolare" del fabbricato e la zona con maggiori aperture ove gli unici elementi resistenti sono i pilastri, fa sì che i maggiori spostamenti siano concentrati nella parte meno rigida, che quindi sarà sollecitata anche da maggiori azioni torcenti.

Si riportano di seguito le immagini relative ai principali modi di vibrare ricavati.



*Immagine 4.12 – Autovettore 1, Traslazione direzione Y.*

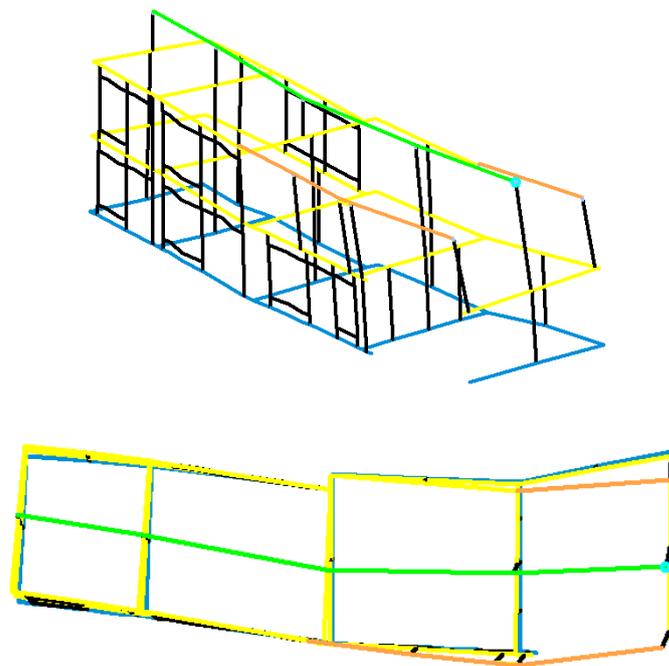


Immagine 4.13 – Autovettore 2, Traslazione in direzione X e leggera Torsione dei pilastri isolati.

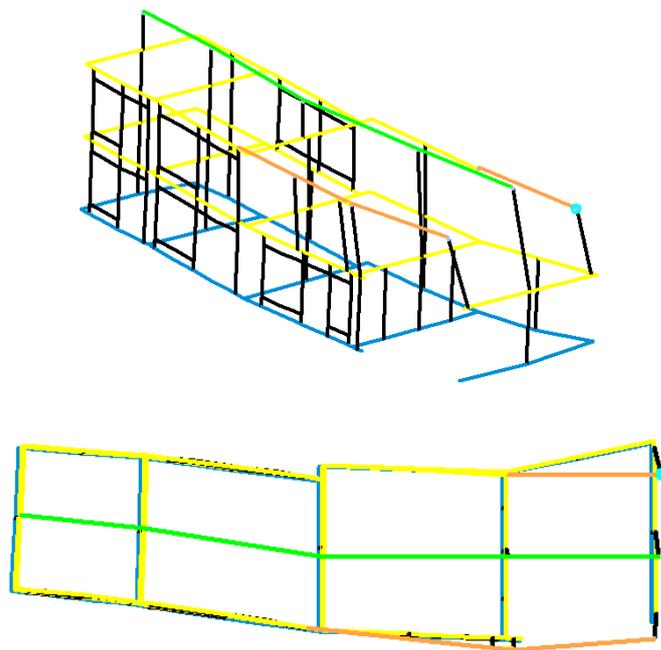


Immagine 4.14 – Autovettore 3, Traslazione in direzione X e Torsione dei pilastri isolati.

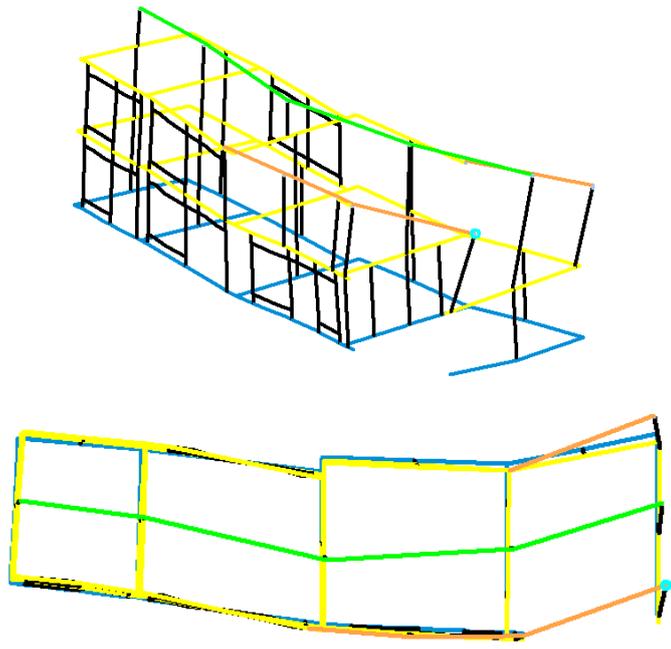


Immagine 4.15 – Autovettore 4, Meccanismo locale di torsione.

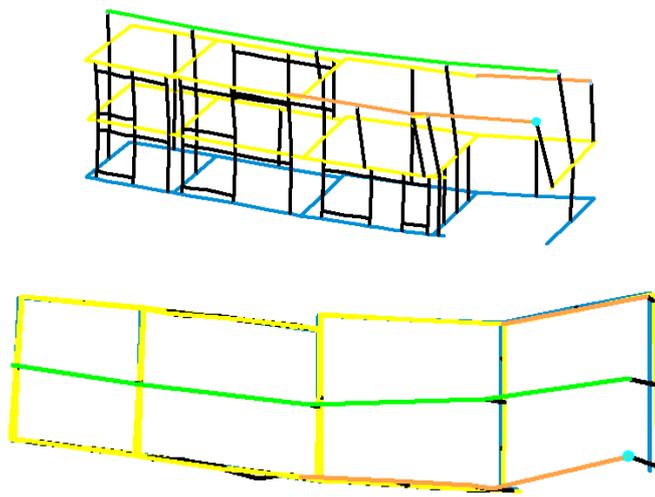


Immagine 4.16 – Autovettore 9, Traslazione in direzione X.

## 4.9.2. Analisi statica lineare

Dall'analisi statica lineare, seguendo le indicazioni riportate sulle *NTC2018* al *paragrafo* 7.3.3.2 [6], si ottengono le forze sismiche equivalenti da applicare nel centro di massa dell'edificio per eseguire le verifiche globali allo stato limite ultimo con sisma.

### Output Analisi statica lineare software CDM DOLMEN

Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )

-----

Valori risultanti per :

ag 1.168 [g/10]

Fo 2.468

TC\* 0.260

Edificio con struttura in muratura :

Fattore di comportamento q = 2.980

$q = q_0 * KR$  dove :

$q_0 = 1.75 * 1.7$

$KR = 1.0$  ( Edifici regolari in altezza )

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.152

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.139 per T1 = 0.331

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var\_abitazione\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 015 : Sisma X

Cond. 016 : Sisma Y

Cond. 017 : Torcente add. X

Cond. 018 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
40.0	14047	0.0137	192	1725	16997	932.4	79.7
255.0	19447	0.0872	1695	15221	150009	936.8	78.2
340.0	194221	0.1162	22572	840793	2719882	1128.5	447.2
555.0	18920	0.1897	3589	113938	190230	676.5	309.7
610.0	69439	0.2085	14478	527451	1744656	883.4	437.0
750.0	12859	0.2564	3296	25548	394709	1304.3	370.2

Eccentricità baricentro delle masse - baricentro delle rigidezze

Quota del piano 300 cm

Baricentro delle rigidezze:

Xk (centro delle rigidezze) 1090.8 [cm]

Yk (centro delle rigidezze) 745.0 [cm]

Baricentro delle masse:

Xg (baricentro) 1065.9 [cm]

Yg (baricentro) 406.0 [cm]

### 4.9.3. Verifiche lineari

Per le formulazioni delle verifiche lineari da eseguire sulla muratura si fa riferimento ai paragrafi 4.5.6 e 7.8.2 delle NTC2018 [6].

Si riportano di seguito i risultati relativi alle suddette verifiche allo SLU dell'edificio in esame, in particolare si sono svolte le verifiche a:

- presso-flessione nel piano del muro;
- taglio per azioni nel piano del muro;
- presso-flessione fuori piano (presso-flessione per carichi laterali, ovvero resistenza a stabilità fuori dal piano)
- sismica locale (verifica come elemento secondario nei confronti della direzione del sisma perpendicolare al piano del pannello)
- flessione e taglio per le travi di accoppiamento (fasce di piano).

Per la verifica a **pressoflessione nel piano** di una sezione di un elemento strutturale si procede comparando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura resistente esclusivamente a compressione e non reagente a trazione.

Il comportamento a compressione viene approssimato tramite lo stress-block rettangolare con coefficiente pari a 0.85. La formulazione utilizzata deriva dalla risoluzione del sistema costituito dalle equazioni di equilibrio a traslazione verticale e momento.

$$M_u = \left( l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

Nel caso della verifica a **taglio per azioni nel piano** per edifici esistenti in muratura, la circolare n.617 del 2 febbraio 2009 [5] (C8.7.1.5) fornisce una formula alternativa rispetto a quella da utilizzare nel caso di edifici di nuova costruzione che si fonda sulla ipotesi di sezione non parzializzata. Essa è utilizzabile principalmente per murature irregolari o composte da elementi di dubbia resistenza.

$$V_t = l \cdot t \left( \frac{1.5 \tau_{0d}}{b} \right) \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_{0d}}} = l \cdot t \left( \frac{f_{td}}{b} \right) \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

La verifica a **pressoflessione fuori piano**, o pressoflessione per carichi laterali, serve per controllare che la capacità portante del pannello non si riduca in modo eccessivo a causa della presenza di eventuali eccentricità dei carichi in direzione perpendicolare al piano del pannello. Le NTC18 propongono un metodo semplificato, in cui viene diminuita la resistenza a compressione della muratura per mezzo di un coefficiente  $\Phi$  funzione dell'eccentricità trasversale e degli effetti geometrici del secondo ordine.

La verifica **sismica fuori piano** valuta ovviamente la resistenza del pannello alle azioni di tipo sismico. Ricordando che nella modellazione a telaio equivalente le pareti murarie rispondono a sollecitazioni nel loro piano mentre sono svincolate per momenti dovuti a forze

perpendicolari, per tali azioni i pannelli si comportano come elementi secondari e come tali devono essere verificati. Viene applicata, quindi, una forza orizzontale  $F_a$  valutata come per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale.

Nel caso delle verifiche delle **fasce di piano**, la resistenza a taglio di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, si calcola come il valore minimo fra  $V_t$  e  $V_p$ , ovvero ipotizzando due possibili meccanismi resistenti. In entrambi i casi non si considera lo sforzo normale.

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vdo}$$

$$V_p = \frac{2Mf_u}{l}$$

Dove  $V_t$  è il meccanismo associato al taglio mentre  $V_p$  è il meccanismo associato alla pressoflessione.

### Output verifiche globali software CDM DOLMEN

CASI UTILIZZATI PER LA VERIFICA DELLE MURATURE

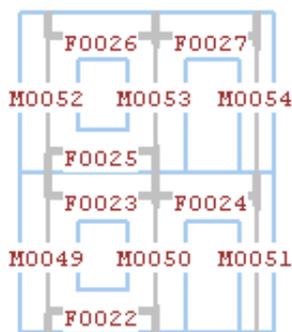
- 1 -- SLU SENZA SISMA
- 4 -- SLU con SISMAX PRINC
- 5 -- SLU con SISMAY PRINC

È stata effettuata una redistribuzione del taglio fra pannelli appartenenti ad uno stesso piano di una parete, in accordo con le condizioni previste al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2018

UNITA' DI MISURA UTILIZZATE :

Lunghezze : cm  
 Forze : daN  
 Momenti : daNcm

-----  
 PARETE 1 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 470.00 , 135.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2		
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0049	04	01	110.8	45.0	275.0	2842	1.4	1	0.7
M0050	04	01	105.7	45.0	275.0	2711	1.4	1	0.7
M0051	04	01	65.4	45.0	275.0	1678	1.4	1	0.7
M0052	04	01	110.8	45.0	275.0	2842	1.4	1	0.7
M0053	04	01	105.7	45.0	275.0	2711	1.4	1	0.7
M0054	04	01	65.4	45.0	275.0	1678	1.4	1	0.7

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0049	1	192714	+0.00	192714	19512	0	NO
M0050	1	82884	+0.00	82884	13486	0	NO
M0051	1	0	+0.00	0	15435	0	NO
M0052	4	181042	-0.06	180883	2658	118741	NO
M0053	4	93138	+0.06	93297	3059	123919	
M0054	4	0	+0.00	0	1192	33243	

Taglio nel piano									
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd		
M0049	4	11447	233762	0.67	2007	+0.00	2007	1603	NO
M0050	4	7815	131089	0.67	1434	+0.00	1434	1304	NO
M0051	4	9160	0	0.67	0	+0.00	0	1096	
M0052	4	2658	170774	0.67	1501	-0.06	1500	823	NO
M0053	4	3059	89264	0.67	849	+0.06	851	851	
M0054	4	1192	0	0.67	0	+0.00	0	434	

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd		
M0049	1	19512	-	6.11	1.38	0.85	11001	NO
M0050	1	13486	-	6.11	1.38	0.85	10495	NO
M0051	1	15435	-	6.11	1.38	0.85	6493	NO
M0052	1	7045	-	6.11	1.38	0.85	11001	
M0053	1	7133	-	6.11	1.38	0.85	10495	
M0054	1	3767	-	6.11	1.38	0.85	6493	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0049	0.21798	207	7099	5	12465	25918
M0050	0.21798	197	6772	4	8543	66886
M0051	0.21798	122	4190	5	9695	42723
M0052	0.31757	301	10342	4	3676	60573
M0053	0.31757	287	9866	4	3787	60584
M0054	0.31757	178	6104	5	1727	30574

M0049: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.563129 )  
 taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.798683 < 1.  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.563816 < 1.

M0050: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.777218 )  
 taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.909290 < 1.  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.778166 < 1.

M0051: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.420188 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.420701 < 1.

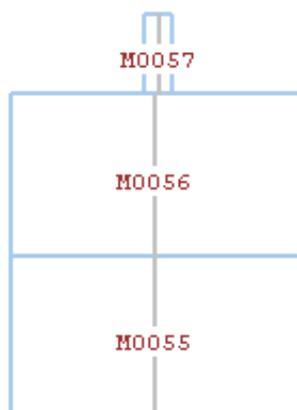
M0052: pressoflessione nel piano - caso 4: Mrd/Md = 0.656456 < 1.  
 taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.548680 < 1.

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	
F0022	05	01	1	9126	37647	1	403	187 [t]	NO
F0023	05	01	1	10266	47647	1	453	210 [t]	NO
F0024	05	01	1	12676	47647	1	504	210 [t]	NO
F0025	05	01	1	9126	37647	1	403	187 [t]	NO
F0026	05	01	1	10266	47647	1	453	210 [t]	NO
F0027	05	01	1	12676	47647	1	504	210 [t]	NO

F0022: Vrd/Vd = 0.463361 < 1.  
 F0023: Vrd/Vd = 0.463361 < 1.  
 F0024: Vrd/Vd = 0.417009 < 1.  
 F0025: Vrd/Vd = 0.463361 < 1.  
 F0026: Vrd/Vd = 0.463361 < 1.  
 F0027: Vrd/Vd = 0.417009 < 1.

-----  
PARETE 2 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 30.00 , 730.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2		
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0055	04	01	540.8	45.0	275.0	13872	1.4	1	0.7
M0056	04	01	540.8	45.0	275.0	13872	1.4	1	0.7
M0057	05	02	50.1	50.0	125.0	676	0.6	1	1.7

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0055	5	2194041	+0.00	2194041	17539	3501720
M0056	5	364915	+0.00	364915	4393	1109926
M0057	5	10200	+0.00	10200	1541	35360

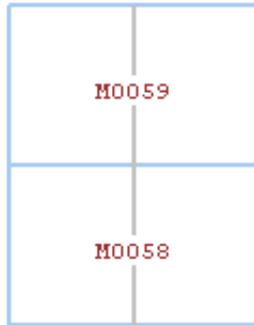
Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0055	5	17539	2194041	1.00	8081	+0.00	8081	6863   NO
M0056	5	4393	364915	1.00	3991	+0.00	3991	3999
M0057	5	1033	2356	0.67	70	+0.00	70	774

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0055	1	42591	-	6.11	1.38	0.85	53695
M0056	1	23809	-	6.11	1.38	0.85	53695
M0057	1	4202	5839	2.50	1.70	0.88	15220

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0055	0.21798	1008	34647	4	22741	338094
M0056	0.31757	1468	50476	5	9594	184978
M0057	0.39226	88	1382	4	1202	28095

M0055: taglio nel piano - caso 5: Vrd/Vd = 0.849172 < 1.

-----  
 PARETE 3 - da ( 30.00 , 730.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2		
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0058	04	01	461.7	45.0	275.0	11843	1.4	1	0.7
M0059	04	01	461.7	45.0	275.0	11843	1.4	1	0.7

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0058	1	6183	+0.00	6183	53475	0	NO
M0059	4	480956	+0.00	480956	3282	714188	

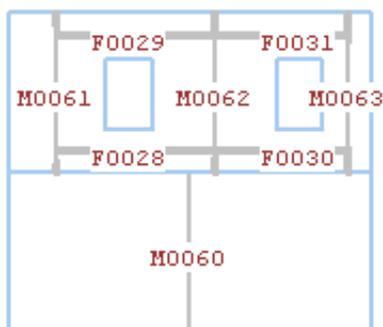
Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0058	4	26739	1285115	1.00	5011	+0.00	5011	7622
M0059	4	3282	480956	1.00	4043	+0.00	4043	3273

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0058	1	53475	-	6.11	1.38	0.85	45841
M0059	1	20005	-	6.11	1.38	0.85	45841

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0058	0.21798	860	29580	4	31180	319342
M0059	0.31757	1254	43093	4	7723	150317

M0058: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.856197 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.857241 < 1.  
 M0059: taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.809347 < 1.

-----  
 PARETE 4 - da ( 490.00 , 690.00 ) a ( 1160.00 , 605.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2	
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso e2
M0060	04 01	675.4	45.0	275.0	17324	1.4	1 0.7
M0061	04 01	181.4	45.0	275.0	4653	1.4	1 0.7
M0062	04 01	231.8	45.0	275.0	5946	1.4	1 0.7
M0063	04 01	90.7	45.0	275.0	2326	1.4	1 0.7

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0060	4 1950119	+0.00	1950119	23999	5781223	
M0061	4 155845	-7.45	119828	3166	246753	
M0062	4 282900	+5.20	308016	7511	642961	
M0063	4 44526	+2.26	55428	1932	72573	

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0060	4 23999	1950119	1.00	7730	+0.00	7730	8924	
M0061	4 2662	37602	0.67	3095	-7.45	2719	1104	NO
M0062	4 3250	37673	0.84	1491	+5.20	1753	1753	
M0063	4 1932	44526	0.67	455	+2.26	569	641	

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0060	1 57162	-	6.11	1.38	0.85	67059	
M0061	1 10795	-	6.11	1.38	0.85	18011	
M0062	1 12291	-	6.11	1.38	0.85	23015	
M0063	1 4783	-	6.11	1.38	0.85	9005	

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0060	0.21798	1259	43271	5	30495	436216
M0061	0.31757	493	16931	5	4417	79859
M0062	0.31757	629	21635	4	4848	90671
M0063	0.31757	246	8466	4	2558	44456

M0061: taglio nel piano - caso 4:  $Vrd/Vd = 0.406063 < 1.$

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	
F0028	05	01	1	8160	37647	1	381	187 [t]	NO
F0029	05	01	1	9180	47647	1	429	210 [t]	NO
F0030	05	01	1	8160	37647	1	381	187 [t]	NO
F0031	05	01	1	9180	47647	1	429	210 [t]	NO

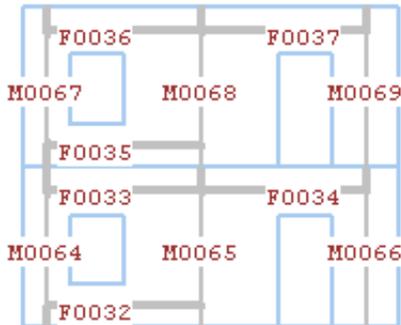
F0028:  $Vrd/Vd = 0.490005 < 1.$

F0029:  $Vrd/Vd = 0.490005 < 1.$

F0030:  $Vrd/Vd = 0.490005 < 1.$

F0031:  $Vrd/Vd = 0.490005 < 1.$

-----  
 PARETE 5 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 1160.00 , 35.00 )  
 -----



#### VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2	
	mat.	res.	caso	hsez	t	h0	W	e1	e2
M0064	04	01	1	90.9	45.0	275.0	2332	1.4	0.7
M0065	04	01	1	288.0	45.0	275.0	7387	1.4	0.7
M0066	04	01	1	121.3	45.0	275.0	3111	1.4	0.7
M0067	04	01	1	90.9	45.0	275.0	2332	1.4	0.7
M0068	04	01	1	288.0	45.0	275.0	7387	1.4	0.7
M0069	04	01	1	121.3	45.0	275.0	3111	1.4	0.7

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0064	1	17095	+0.00	17095	16702	0   NO
M0065	1	100875	+0.00	100875	28787	0   NO
M0066	1	158189	+0.00	158189	22040	0   NO
M0067	4	149641	+0.00	149641	2504	88508   NO
M0068	4	336087	+0.00	336087	2435	326664   NO
M0069	4	240325	+0.00	240325	2266	116724   NO

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0064	4	9859	129565	0.67	992	-4.02	786	1346
M0065	5	13151	545406	1.00	2918	+10.00	3422	4261
M0066	4	11664	199894	0.67	1476	-5.98	1170	1696
M0067	4	2504	149641	0.67	1750	+0.00	1750	716   NO
M0068	5	2435	212528	1.00	1956	+4.10	2158	2158
M0069	4	2266	240325	0.67	1828	+0.00	1828	812   NO

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0064	1	16702	-	6.11	1.38	0.85	9025   NO
M0065	1	28787	-	6.11	1.38	0.85	28595   NO
M0066	1	22040	-	6.11	1.38	0.85	12044   NO
M0067	1	5881	-	6.11	1.38	0.85	9025
M0068	1	12530	-	6.11	1.38	0.85	28595
M0069	1	8156	-	6.11	1.38	0.85	12044

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0064	0.21798	169	5824	5	10485	16380
M0065	0.21798	537	18451	4	15798	198158
M0066	0.21798	226	7771	5	12986	39837
M0067	0.31757	247	8484	4	3130	50865
M0068	0.31757	782	26881	5	5082	98061
M0069	0.31757	329	11322	4	3588	61470

M0064: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.539700 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.540359 < 1.

M0065: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.992122 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.993333 < 1.

M0066: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.545784 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.546450 < 1.

M0067: pressoflessione nel piano - caso 4: Mrd/Md = 0.591468 < 1.  
 taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.409223 < 1.

M0068: pressoflessione nel piano - caso 4: Mrd/Md = 0.971962 < 1.

M0069: pressoflessione nel piano - caso 4: Mrd/Md = 0.485691 < 1.  
 taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.444364 < 1.

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	
F0032	05	01	1	10243	37647	1	427	187 [t]	NO
F0033	05	01	1	11523	47647	1	480	210 [t]	NO
F0034	05	01	1	12767	47647	1	505	210 [t]	NO
F0035	05	01	1	10243	37647	1	427	187 [t]	NO
F0036	05	01	1	11523	47647	1	480	210 [t]	NO
F0037	05	01	1	12767	47647	1	505	210 [t]	NO

F0032:  $Vrd/Vd = 0.437360 < 1.$

F0033:  $Vrd/Vd = 0.437360 < 1.$

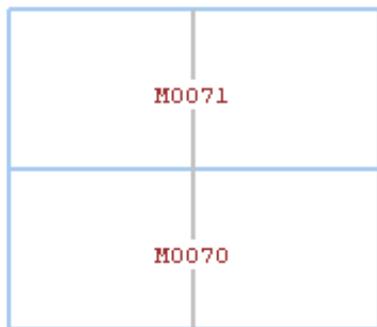
F0034:  $Vrd/Vd = 0.415508 < 1.$

F0035:  $Vrd/Vd = 0.437360 < 1.$

F0036:  $Vrd/Vd = 0.437360 < 1.$

F0037:  $Vrd/Vd = 0.415508 < 1.$

-----  
 PARETE 6 - da ( 1160.00 , 660.00 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2	
	mat.	res.	caso	hsez	t	h0	W	e1	caso e2
M0070	04	01		690.5	45.0	275.0	17711	1.4	1 0.7
M0071	04	01		690.5	45.0	275.0	17711	1.4	1 0.7

	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd
M0070	4	3868238	+0.00	3868238	20225	5332663
M0071	4	2039891	+0.00	2039891	21573	5570912

	Taglio nel piano							
	caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0070	4	20225	3868238	1.00	14748	+0.00	14748	8380   NO
M0071	4	6076	80668	1.00	8134	+0.00	8134	5242   NO

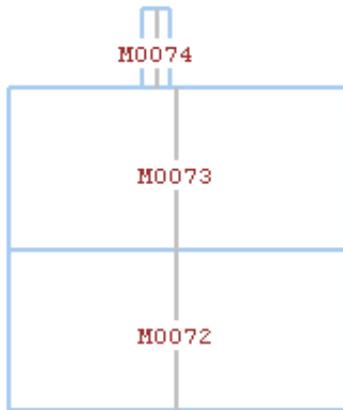
Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0070	1	52974	-	6.11	1.38	0.85	68558
M0071	1	33441	-	6.11	1.38	0.85	68558

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0070	0.21798	1287	4	26866	414752	
M0071	0.31757	1875	5	12718	243631	

M0070: taglio nel piano - caso 4:  $Vrd/Vd = 0.568202 < 1.$

M0071: taglio nel piano - caso 4:  $Vrd/Vd = 0.644462 < 1.$

-----  
PARETE 7 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1160.00 , 660.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0072	04 01	625.0	50.0	275.0	17812	1.4	1	0.7
M0073	04 01	625.0	50.0	275.0	17812	1.4	1	0.7
M0074	05 02	50.0	50.0	125.0	675	0.6	1	2.6

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0072	5	3285633	+0.00	3285633	10810	2953857   NO	
M0073	5	1069514	+0.00	1069514	6245	1809962	
M0074	5	21291	+0.00	21291	3417	69536	

		Taglio nel piano						
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0072	5	10810	3285633	1.00	13516	+0.00	13516	6486   NO
M0073	5	6245	1069514	1.00	10798	+0.00	10798	5311   NO
M0074	5	2911	5849	0.67	137	+0.00	137	1107

		Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd		
M0072	1	39493	-	5.50	1.38	0.87	70772	
M0073	1	34381	-	5.50	1.38	0.87	70772	
M0074	1	10878	25371	2.50	2.64	0.82	14172	

		Sismica fuori piano					
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0072	0.21798	1294	44491	4	17489	348403	
M0073	0.31757	1886	64817	4	12925	274602	
M0074	0.39226	88	1379	4	3080	64083	

M0072: pressoflessione nel piano - caso 5: Mrd/Md = 0.899022 < 1.  
 taglio nel piano - caso 5: Vrd/Vd = 0.479904 < 1.  
 M0073: taglio nel piano - caso 5: Vrd/Vd = 0.491848 < 1.

-----  
 PARETE 8 - da ( 1850.00 , 633.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2	
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0075	04 01	571.1	50.0	275.0	16276	1.4	1	0.7

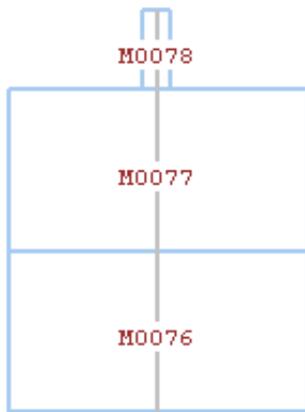
		Pressoflessione nel piano					
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0075	4	1718501	+0.00	1718501	15863	3616152	

		Taglio nel piano						
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0075	4	15863	1718501	1.00	6681	+0.00	6681	7193

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0075	1	45160	-	5.50	1.38	0.87	64669

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0075	0.21798	1183	40654	5	21966	395801

-----  
PARETE 9 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2	
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0076	04 01	555.4	55.0	275.0	17412	1.4	1	0.7
M0077	04 01	555.4	55.0	275.0	17412	1.4	1	0.7
M0078	05 02	50.0	50.0	125.0	675	0.6	1	0.9

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0076	5	2729920	+0.00	2729920	13942	3230289
M0077	5	615078	+0.00	615078	5077	1324736
M0078	5	11749	+0.00	11749	2867	60488

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0076	5	13942	2729920	1.00	10121	+0.00	10121	7087   NO
M0077	5	5077	615078	1.00	8225	+0.00	8225	4888   NO
M0078	5	2361	2874	0.67	79	+0.00	79	1020

Pressoflessione per carichi laterali

caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0076	1	42616	-	5.00	1.38	0.89	70643
M0077	1	30852	-	5.00	1.38	0.89	70643
M0078	1	8984	4987	2.50	0.87	0.93	16089

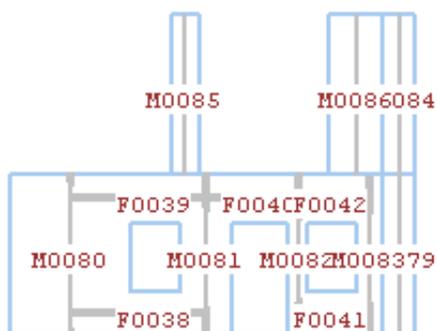
Sismica fuori piano

Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0076	0.21798	1265	4	20472	426010
M0077	0.31757	1843	4	11606	275145
M0078	0.39226	88	4	2530	54531

M0076: taglio nel piano - caso 5:  $V_{rd}/V_d = 0.700239 < 1.$

M0077: taglio nel piano - caso 5:  $V_{rd}/V_d = 0.594353 < 1.$

-----  
PARETE 10 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1910.00 , 0.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2	
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0079	05 02	60.1	50.0	275.0	1623	1.4	1	6.3
M0080	04 01	225.2	50.0	275.0	6418	1.4	1	0.7
M0081	04 01	95.1	50.0	275.0	2710	1.4	1	0.7
M0082	04 01	35.0	50.0	275.0	998	1.4	1	0.7
M0083	04 01	50.1	50.0	275.0	1428	1.4	1	0.7
M0084	05 02	60.1	50.0	275.0	1623	1.4	1	5.6
M0085	05 02	50.1	50.0	275.0	1353	1.4	1	1.5
M0086	04 01	100.1	50.0	275.0	2853	1.4	1	0.7

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0079	4	47823	+0.00	47823	1652	45929	NO
M0080	4	555653	-5.41	519777	5400	502214	NO
M0081	1	35308	+0.00	35308	11700	0	NO
M0082	1	0	+0.00	0	5899	0	NO
M0083	1	0	+0.00	0	7487	0	NO
M0084	4	55556	+0.00	55556	2447	65369	
M0085	4	27095	+0.00	27095	2143	47427	
M0086	4	50905	+0.00	50905	824	38797	NO

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0079	4	1652	47823	0.67	455	+0.00	455	1014
M0080	4	6026	574247	0.82	3009	-5.41	2801	2286
M0081	4	5337	77319	0.67	832	+5.41	1040	1092
M0082	4	3053	0	0.67	0	+0.00	0	494
M0083	4	3370	0	0.67	0	+0.00	0	625
M0084	4	1027	22489	0.67	297	+0.00	297	881
M0085	4	959	2886	0.67	92	+0.00	92	758
M0086	4	824	45937	0.67	675	+0.00	675	532

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0079	1	5497	30818	5.50	6.29	0.62	12846
M0080	1	18051	-	5.50	1.38	0.87	25501
M0081	1	11700	-	5.50	1.38	0.87	10769
M0082	1	5899	-	5.50	1.38	0.87	3963
M0083	1	7487	-	5.50	1.38	0.87	5673
M0084	1	4579	22611	5.50	5.63	0.64	13379
M0085	1	4497	3563	5.50	1.48	0.87	15015
M0086	1	5425	-	5.50	1.38	0.87	11335

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0079	0.21798	118	4053	4	2261	50726
M0080	0.21798	466	16031	4	8326	152277
M0081	0.21798	197	6770	4	6065	81417
M0082	0.21798	72	2491	4	3142	27351
M0083	0.21798	104	3566	4	3625	43016
M0084	0.31757	172	5905	4	1635	37851
M0085	0.31757	143	4922	5	1466	33740
M0086	0.31757	302	10381	4	1894	40851

M0079: pressoflessione nel piano - caso 4:  $Mrd/Md = 0.960391 < 1$ .

M0080: pressoflessione nel piano - caso 4:  $Mrd/Md = 0.966211 < 1$ .

taglio nel piano - caso 4:  $Vrd/Vd = 0.816287 < 1$ .

M0081: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo (  $Nrd/Nd = 0.895588$  )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1:  $Nrd/Nd = 0.920380 < 1.$   
 M0082: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo (  $Nrd/Nd = 0.653711$  )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1:  $Nrd/Nd = 0.671807 < 1.$   
 M0083: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo (  $Nrd/Nd = 0.737291$  )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1:  $Nrd/Nd = 0.757701 < 1.$   
 M0086: pressoflessione nel piano - caso 4:  $Mrd/Md = 0.762150 < 1.$   
 taglio nel piano - caso 4:  $Vrd/Vd = 0.788950 < 1.$

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	
F0038	05	01	1	10025	41830	1	445	207 [t]	NO
F0039	05	01	1	11278	52941	1	501	233 [t]	NO
F0040	05	01	1	15351	52941	1	584	233 [t]	NO
F0041	05	01	1	10025	41830	1	445	207 [t]	NO
F0042	05	01	1	11278	52941	1	501	233 [t]	NO

F0038:  $Vrd/Vd = 0.465996 < 1.$

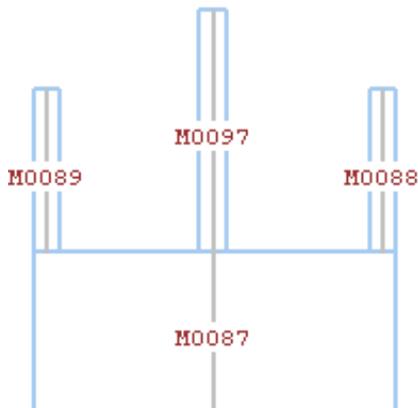
F0039:  $Vrd/Vd = 0.465996 < 1.$

F0040:  $Vrd/Vd = 0.399425 < 1.$

F0041:  $Vrd/Vd = 0.465996 < 1.$

F0042:  $Vrd/Vd = 0.465996 < 1.$

-----  
 PARETE 11 - da ( 2410.00 , 70.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2	
	mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0087	04	01	675.0	55.0	275.0	21161	1.4	1	0.7
M0088	05	02	50.0	50.0	275.0	1350	1.4	1	2.8
M0089	05	02	50.0	50.0	275.0	1350	1.4	1	4.3
M0097	05	02	50.0	50.0	425.0	2025	2.1	1	1.3

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0087	5	1428057	+0.00	1428057	7885	2456128	
M0088	5	149720	+0.00	149720	2036	45263	NO
M0089	5	151931	+0.00	151931	1896	42509	NO
M0097	5	73006	+0.00	73006	3099	64393	NO

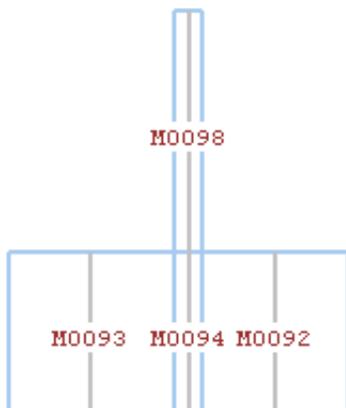
Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0087	5	7885	1428057	1.00	6491	+0.00	6491	6441   NO
M0088	5	855	20762	0.67	491	+0.00	491	733
M0089	5	715	21116	0.67	498	+0.00	498	700
M0097	5	1327	7275	0.67	167	+0.00	167	834

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	
M0087	1	41777	-	5.00	1.38	0.89	85855
M0088	1	4057	8435	5.50	2.77	0.79	13603
M0089	1	3773	13659	5.50	4.31	0.69	12005
M0097	1	6828	-	8.50	2.12	0.76	13204

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0087	0.21798	1538	52855	5	15821	367767
M0088	0.31757	143	4912	5	1361	31510
M0089	0.31757	143	4912	4	1221	28499
M0097	0.34247	231	12281	4	2086	46227

M0087: taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.992314 < 1.$   
M0088: pressoflessione nel piano - caso 5:  $Mrd/Md = 0.302316 < 1.$   
M0089: pressoflessione nel piano - caso 5:  $Mrd/Md = 0.279792 < 1.$   
M0097: pressoflessione nel piano - caso 5:  $Mrd/Md = 0.882023 < 1.$

-----  
PARETE 12 - da ( 1850.00 , 2.80 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici					Ecc. e2	
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2
M0092	04	01	270.2	40.0	275.0	6161	1.4	1	0.7
M0093	04	01	310.0	40.0	275.0	7068	1.4	1	0.7
M0094	05	02	50.0	50.0	275.0	1350	1.4	1	0.7
M0098	05	02	50.0	50.0	425.0	2025	2.1	1	1.4

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0092	1	930952	+0.00	930952	31788	0	NO
M0093	5	1659735	+0.00	1659735	4455	600425	NO
M0094	1	0	+0.00	0	16701	0	NO
M0098	5	40079	+0.00	40079	4900	89816	

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0092	5	15550	1356023	0.98	3473	+0.00	3473	4104
M0093	5	4455	1659735	1.00	6409	+0.00	6409	2612
M0094	4	9435	0	0.67	0	+0.00	0	1846
M0098	5	3128	3432	0.67	93	+0.00	93	1139

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd		
M0092	1	31788	-	6.88	1.38	0.82	23062	NO
M0093	1	17386	-	6.88	1.38	0.82	26459	
M0094	1	16701	-	5.50	1.38	0.87	15098	NO
M0098	1	12405	-	8.50	2.12	0.76	13204	

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0092	0.21798	448	15387	4	17860	142918
M0093	0.21798	514	17654	4	7105	112544
M0094	0.21798	98	3372	4	9941	113992
M0098	0.34247	231	12281	4	3888	76616

M0092: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.749267 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.725508 < 1.

M0093: pressoflessione nel piano - caso 5: Mrd/Md = 0.361760 < 1.

taglio nel piano - caso 5: Vrd/Vd = 0.407610 < 1.

M0094: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.879661 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.904012 < 1.

## Output visivo riassuntivo dei risultati riportati in precedenza

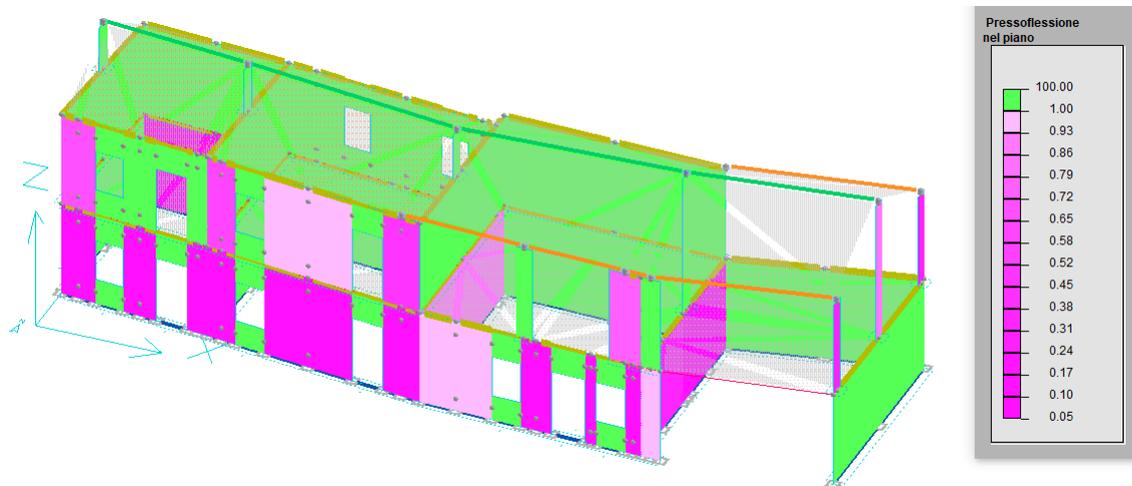


Immagine 4.17 – Presso-flessione nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

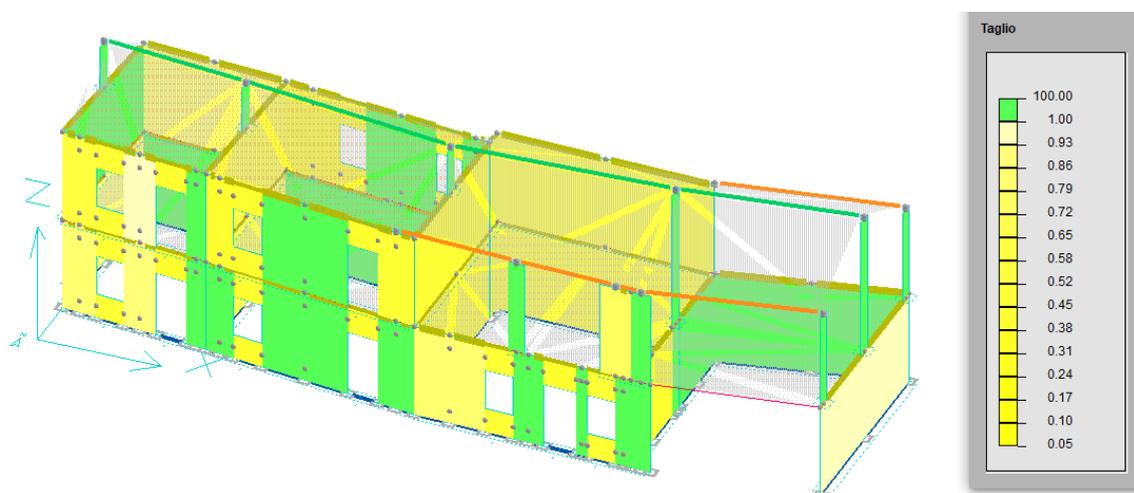


Immagine 4.18 – Taglio nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il taglio resistente  $V_{Rd}$  ed il taglio sollecitante  $V_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

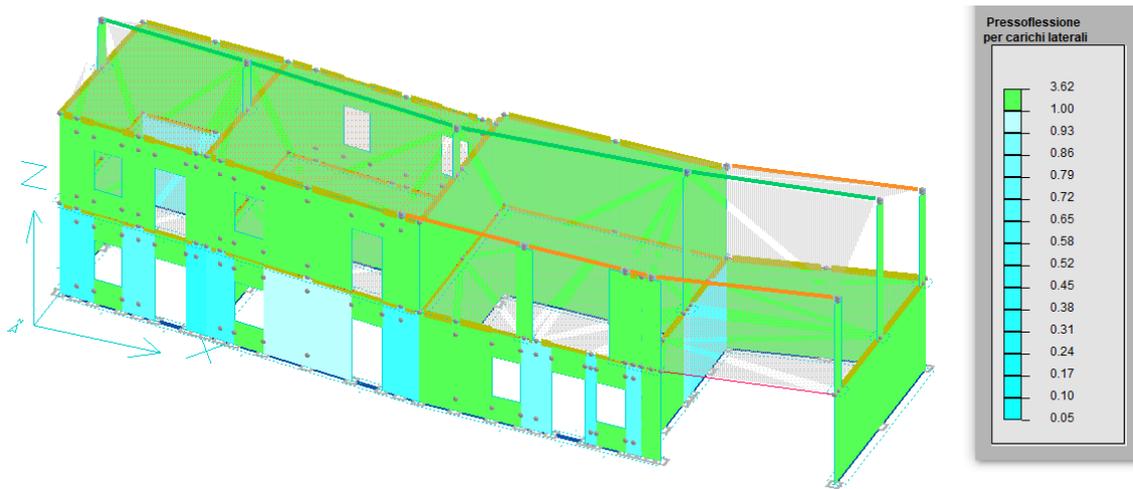


Immagine 4.19 – Presso-flessione fuori dal piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

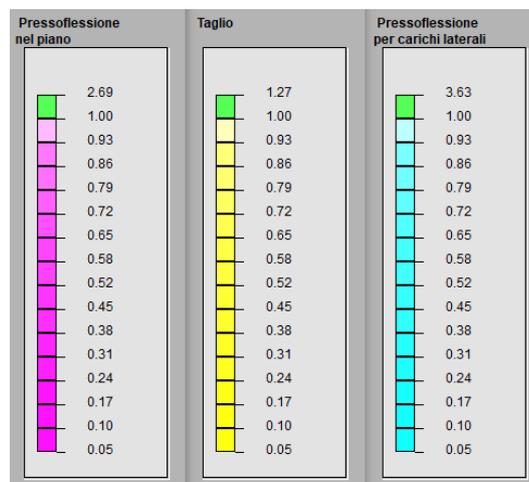
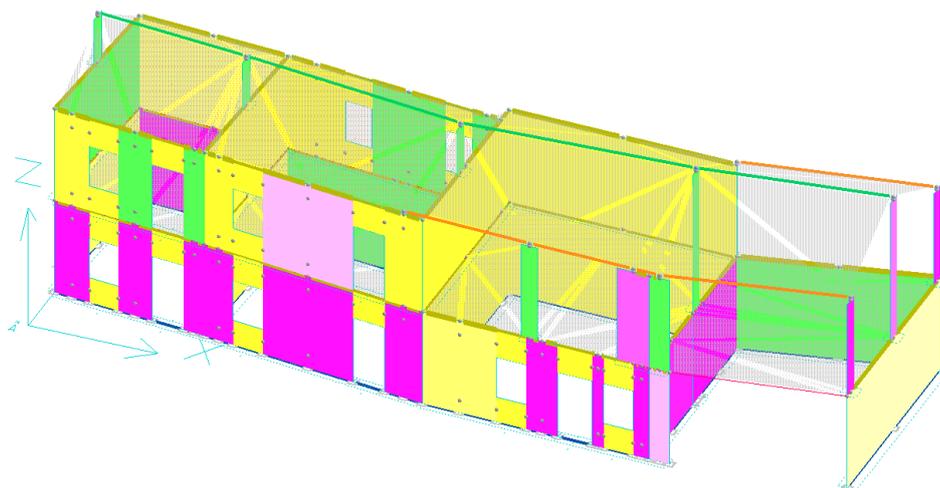


Immagine 4.20 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a presso-flessione nel piano, taglio e presso-flessione fuori dal piano per la combinazione SLU+SLV.

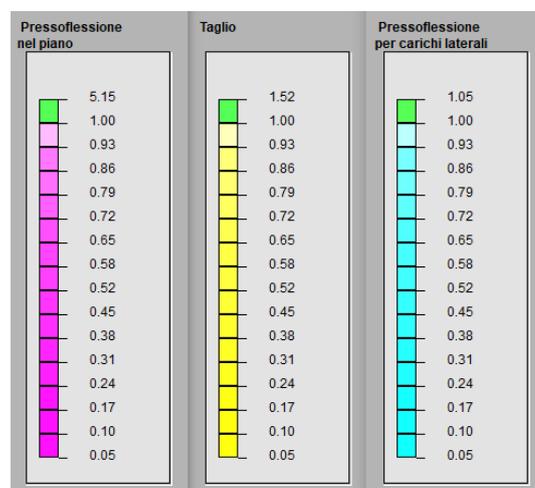
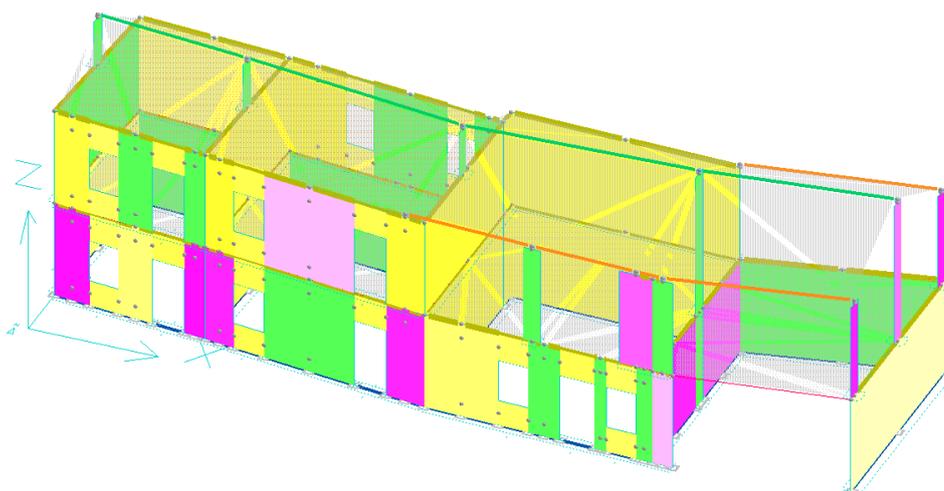


Immagine 4.21 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLV.

### Conclusioni verifiche globali

Come è possibile rilevare osservando i risultati delle verifiche lineari e le immagini ad esse correlate, la struttura oggetto dell'analisi presenta notevoli problematiche nei riguardi delle suddette verifiche. Tali criticità non sono imputabili esclusivamente all'azione sismica, anzi le problematiche nei confronti della presso-flessione sono principalmente attribuibili alla sollecitazione statica.

La scarsa qualità della muratura nonché una esigua ripartizione delle azioni tra le pareti stesse possono essere ritenute le principali cause.

Non sarà possibile eseguire il calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica in quanto la struttura non è verificata neanche per i carichi statici nella combinazione "quasi permanente".

#### 4.9.4. Analisi pushover

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi statica non lineare (pushover) di quattro punti di controllo ritenuti significativi.

In particolare, vengono confrontate la capacità di spostamento e la domanda di spostamento per gli stati limite di salvaguardia della vita e di danno in modo tale da ricavare i coefficienti di sicurezza ad essi correlati.

Le azioni orizzontali rappresentanti il sisma verranno applicate secondo due combinazioni di carico:

- Carico distribuito in modo variabile (coeff. distrib. uni), cioè un profilo di carico adattivo in grado di seguire meglio le distribuzioni di forze orizzontali.
- Carico uniformemente distribuito (coeff. distrib. uni), cioè profili di carico invariati utilizzabili principalmente per strutture basse, non in grado di tenere in considerazione della redistribuzione delle forze orizzontali a seguito delle plasticizzazioni.

Come già riportato, l'analisi pushover è una analisi globale dell'edificio che nel caso in esame ha valenza di solo confronto con i risultati che si otterranno con la medesima analisi svolta sull'edificio post-intervento.

I quattro punti per i quali viene svolta la verifica sono situati sulla parete anteriore e posteriore dell'edificio in esame. Non viene eseguita l'analisi sui pilastri isolati in quanto i risultati non rispecchierebbero la realtà dei fatti perché per poter eseguire i calcoli ed ottenere il comportamento globale dell'edificio e più in particolare della parte con un maggior comportamento "scatolare", si è dovuto collegare i pilastri isolati tramite elementi "beam" e "guscio" che pur avendo una rigidità esigua, modificano il reale comportamento dei singoli pilastri omogeneizzandolo a quello della struttura nel suo insieme. La valutazione che risulterà maggiormente affidabile in questo caso può essere ritenuta l'analisi a ribaltamento del singolo pilastro riportata nel seguito.

Nelle successive conclusioni riguardanti l'analisi pushover, verranno riportati dapprima le curve di capacità per i quattro punti suddivise in base al caso di carico per ottenere un confronto diretto tra i punti in esame.

Quindi per uno dei punti, utilizzato successivamente come riferimento, verranno mostrati i grafici ADRS (acceleration displacement response spectrum) con i quali è possibile identificare in modo immediato il soddisfacimento o meno dello stato limite considerato. Su tale grafico è riportato lo spettro elastico, il quale indica la domanda sismica, e le curve di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà ricavate mediante l'analisi pushover.

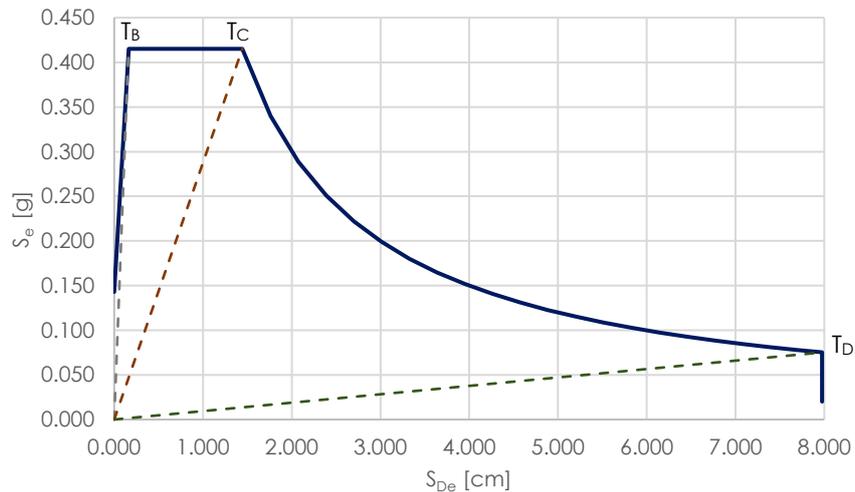
Gli assi orizzontale e verticale corrispondono rispettivamente allo spettro in spostamento ( $S_{De}$ ) ed allo spettro in accelerazione ( $S_e$ ).

La pendenza delle rette passanti per l'origine degli assi è proporzionale al periodo, infatti, tra lo spettro in spostamento e lo spettro in accelerazione intercorre la seguente relazione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 = S_e(T) \cdot \omega^2$$

Quindi è possibile riportare lo spettro di risposta elastico all'interno del grafico ADRS.

Grafico 4.6 – Grafico ADRS, spettro di risposta elastico.



Per ottenere il desiderato confronto tra capacità e domanda bisogna riportare sul già menzionato grafico le curve ottenute tramite l'analisi pushover, le quali rappresentano la capacità della struttura.

La pendenza del tratto inclinato della curva di capacità è proporzionale al periodo proprio del sistema equivalente ad un grado di libertà.

Il massimo spostamento del sistema anelastico dipende dal periodo proprio del sistema equivalente ad 1-GDL:

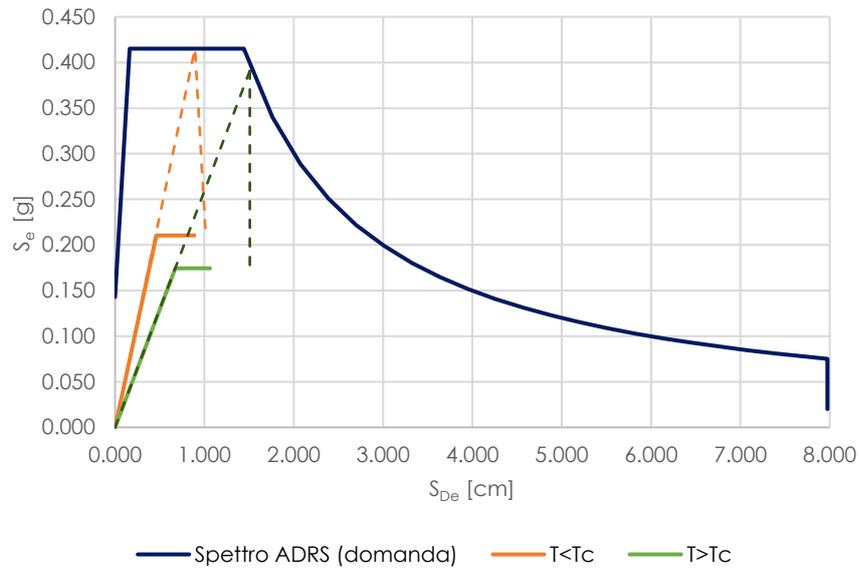
- $T^* \geq T_C \rightarrow d_{max}^* = d_{e,max} = S_{De}(T^*)$
- $T^* < T_C \rightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}}{q^x} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}$

Dove:  $q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$

Tale spostamento è ricavabile anche graficamente tramite l'intersezione tra la curva tratteggiata ed il tratto plastico della curva di capacità. Nel caso in cui il tratto plastico termini prima di incontrare la curva tratteggiata, significa che la domanda in spostamento non è soddisfatta per la combinazione delle azioni in esame.

Per riportare le curve di capacità per il sistema equivalente ad 1 GDL ottenute per mezzo dell'analisi pushover sul grafico  $S_{De} - S_e$  (spostamento spettrale – accelerazione spettrale), è sufficiente dividere la forza di snervamento  $F_y^*$  per la massa  $m^*$

Grafico 4.7 – Esempio grafico ADRS.

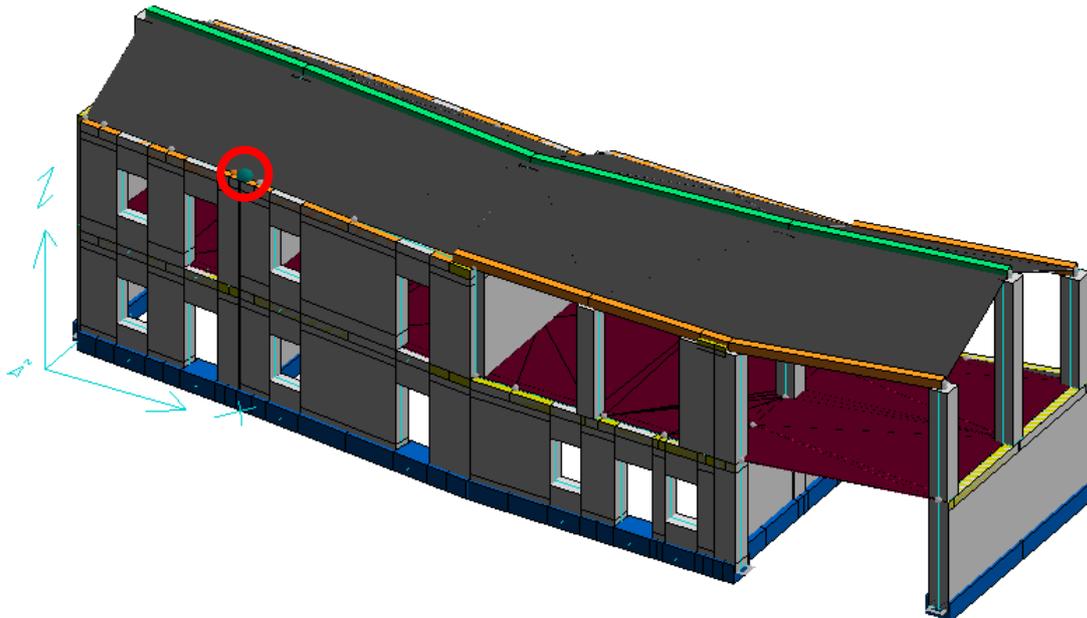


Nelle conclusioni vengono riportati due grafici ADRS, uno per l'azione sismica in direzione X ed uno per l'azione sismica in direzione Y, sia per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV sia per lo stato limite di danno SLD.

### Output analisi pushover software CDM DOLMEN

#### PUNTO 1

Coordinate punto di controllo ( 470.0 , 135.0 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.205

Verifica SLD = 0.367

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 61643$  daN

$d_y = 0.409$  cm

$F_y = 56916$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.795$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.409$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.614$  cm

$d^*y = 0.316$  cm

$F^*y = 43942$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.254$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.8322$  cm

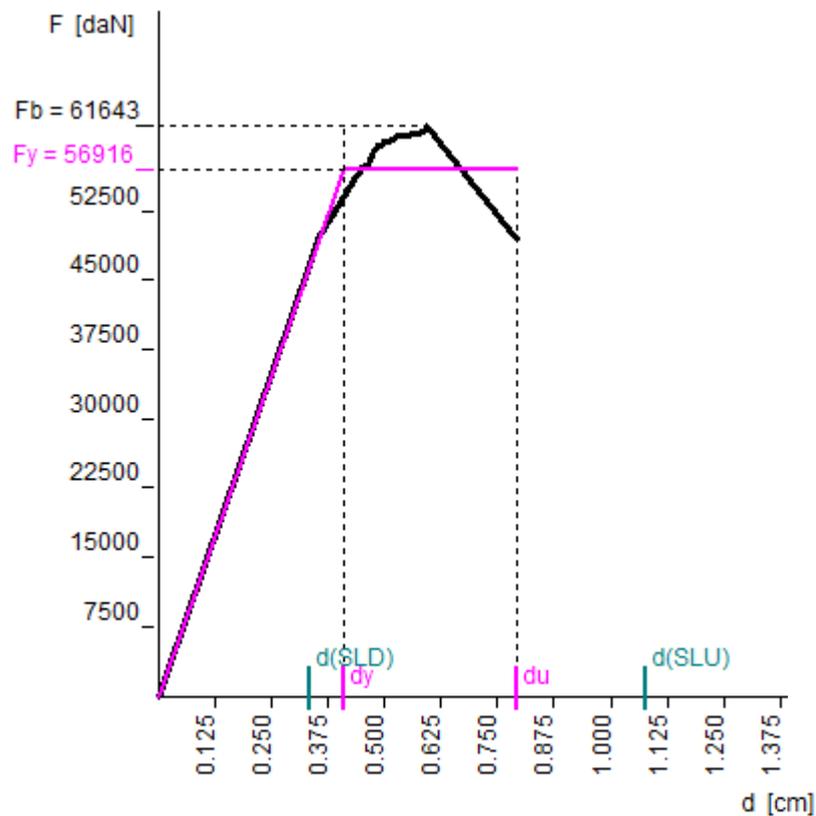
$d^*max$  (SLD) =  $0.2575$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.078$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.334$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.737$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.225$



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -67708$  daN

$d_y = 0.522$  cm

$F_y = 64993$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.709$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.522$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.547$  cm

$d^*y = 0.403$  cm

$F^*y = 50177$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.269$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.8798$  cm

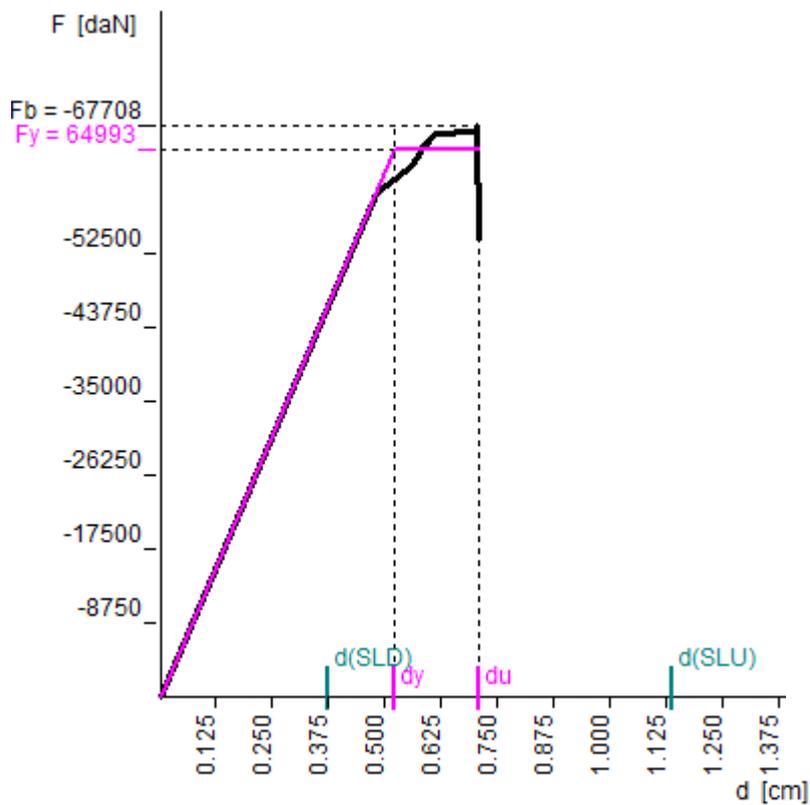
$d^*max$  (SLD) =  $0.2881$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.140$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.373$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.622$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.399$



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 26834$  daN

$d_y = 0.335$  cm

$F_y = 26681$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.59 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.337$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.209$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.260$  cm

$d^*y = 0.259$  cm

$F^*y = 20599$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.336$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.2682$  cm

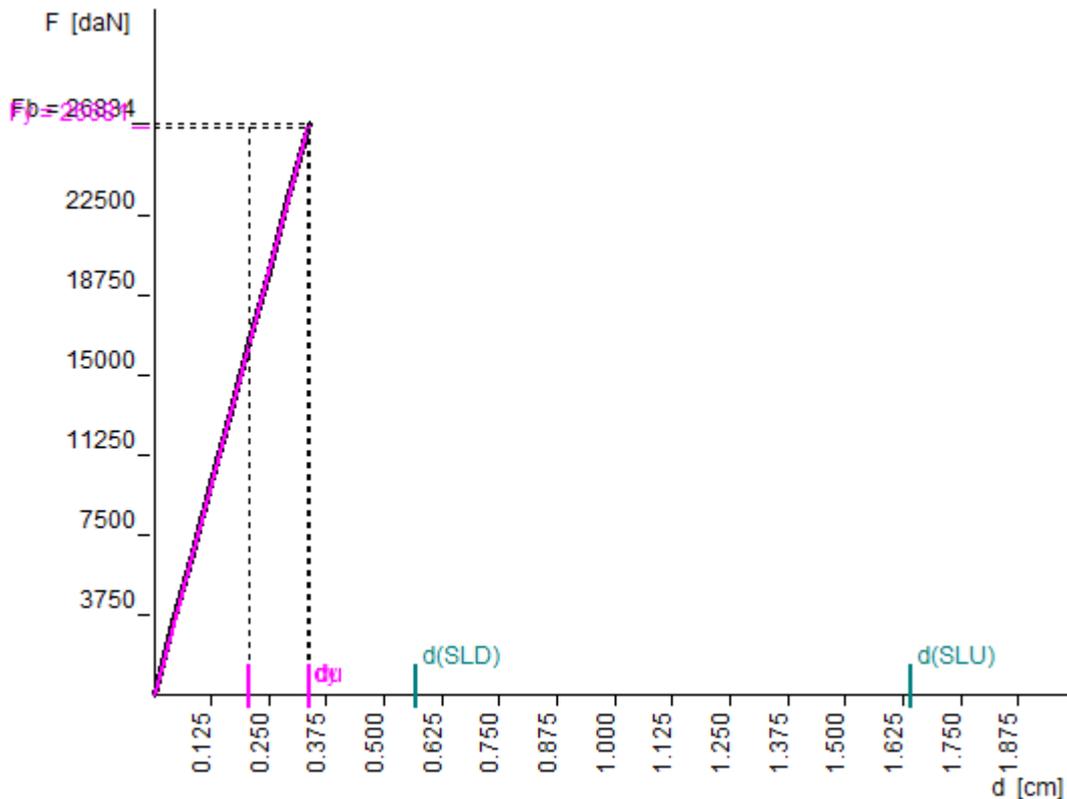
$d^*max$  (SLD) =  $0.4389$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.643$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.568$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.205$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.367$



004) - Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

Fb = -56991 daN

dy = 0.660 cm

Fy = 50582 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.784 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.660 cm

Fattore di ripartizione = 1.30

SDOF

d\*u = 1.377 cm

d\*y = 0.509 cm

F\*y = 39051 daN

m\* = 227937 Kg

T\* = 0.343 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.2753 cm

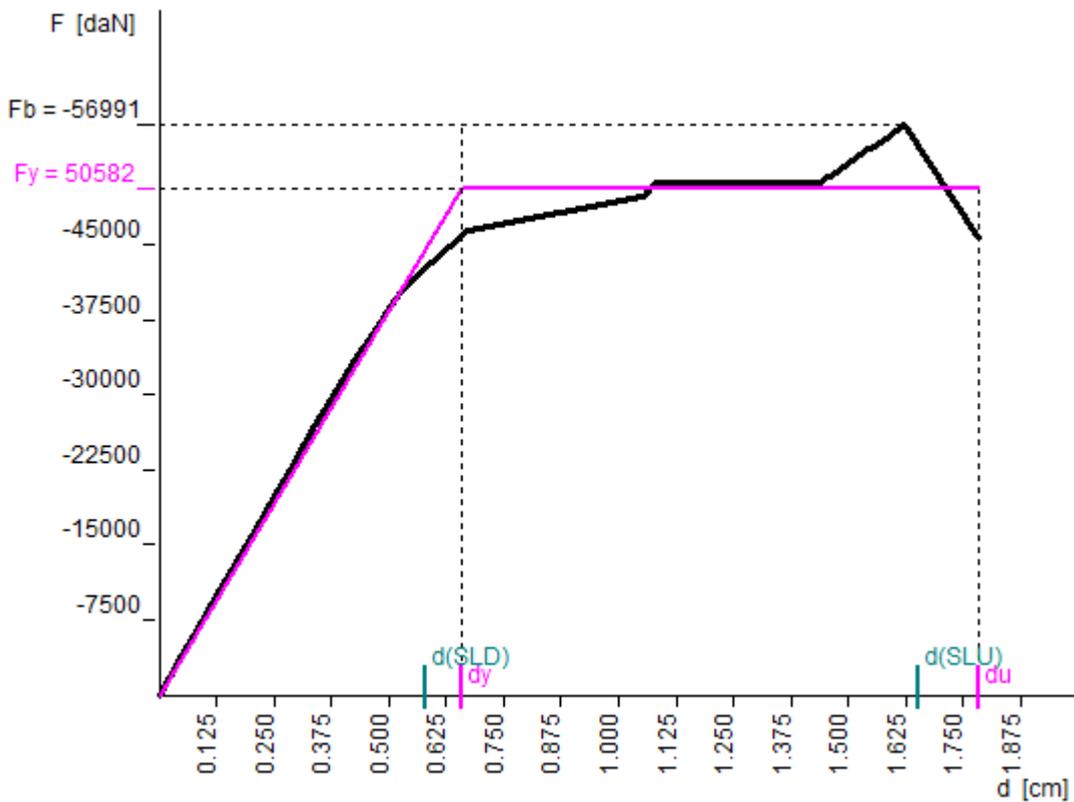
d\*max (SLD) = 0.4473 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.652 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.579 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 1.080

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.139



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 53003$  daN

$d_y = 0.288$  cm

$F_y = 51826$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.325$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.288$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 0.325$  cm

$d^*y = 0.288$  cm

$F^*y = 51826$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.273$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.9450$  cm

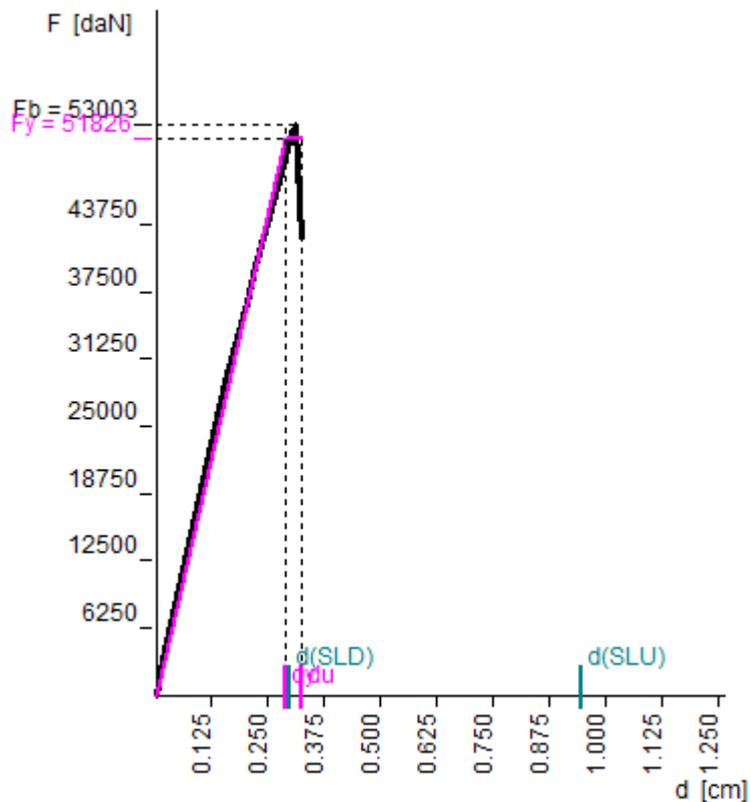
$d^*max$  (SLD) =  $0.2979$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.945$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.298$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.344$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.966$



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -76597$  daN

$d_y = 0.462$  cm

$F_y = 71297$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.887$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.462$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 0.887$  cm

$d^*y = 0.462$  cm

$F^*y = 71297$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.294$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.0113$  cm

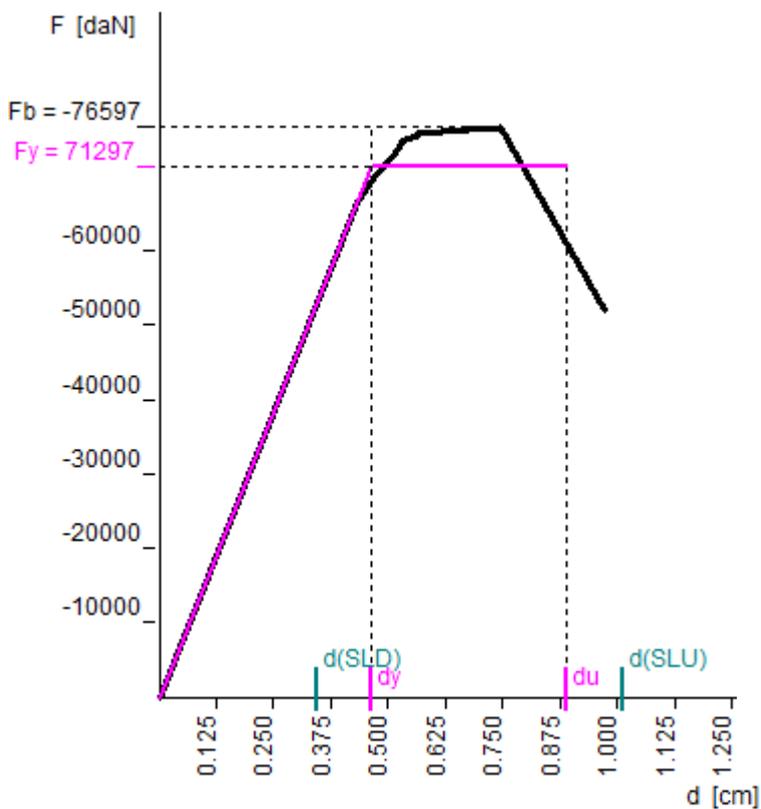
$d^*max$  (SLD) =  $0.3456$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.011$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.346$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.877$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.337$



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 63305$  daN

$d_y = 0.675$  cm

$F_y = 59099$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.063$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.570$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.063$  cm

$d^*y = 0.675$  cm

$F^*y = 59099$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.391$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.5096$  cm

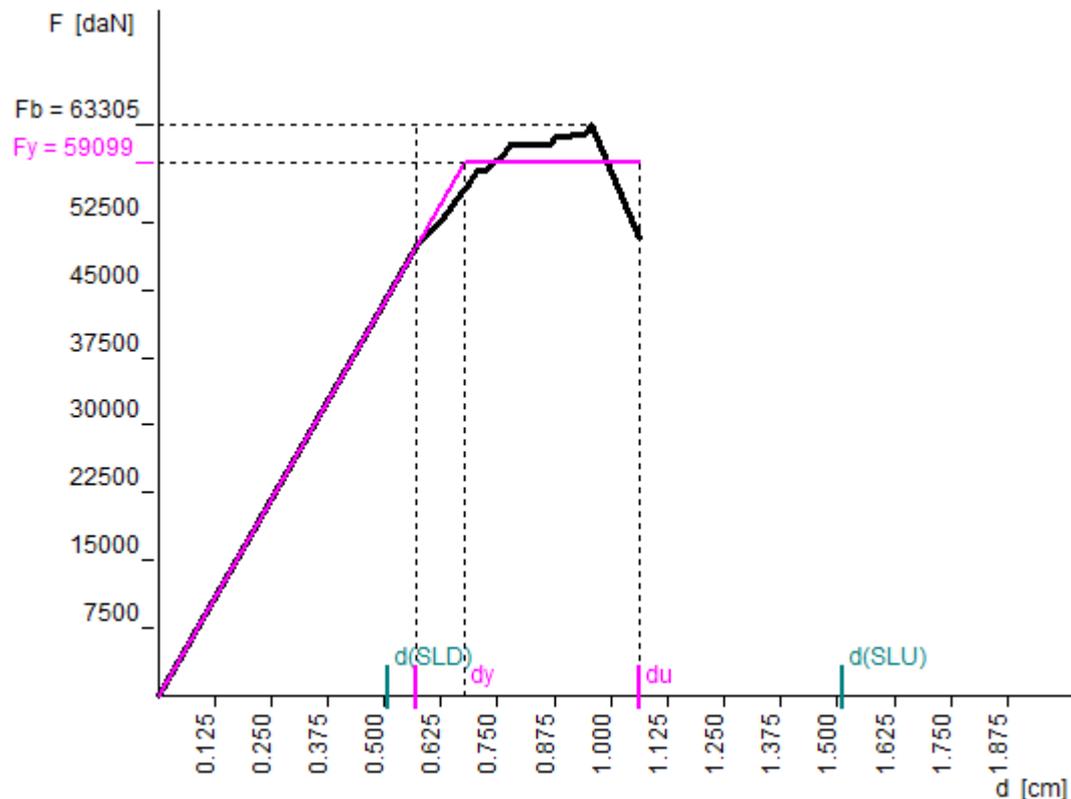
$d^*max$  (SLD) =  $0.5105$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.510$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.511$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.704$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.116$



008) - Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = -61145 daN

dy = 0.667 cm

Fy = 54025 daN

Punto di intersezione bilatera - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.531 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.667 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 1.531 cm

d\*y = 0.667 cm

F\*y = 54025 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.406 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.5692 cm

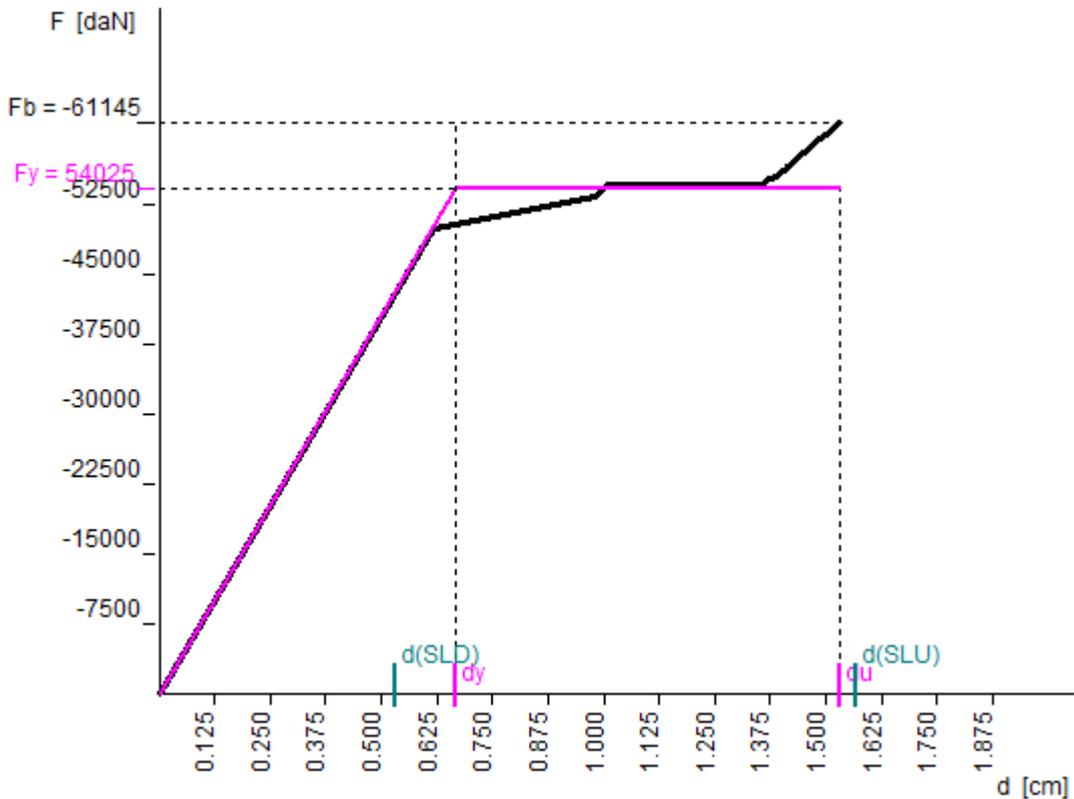
d\*max (SLD) = 0.5307 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.569 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.531 cm

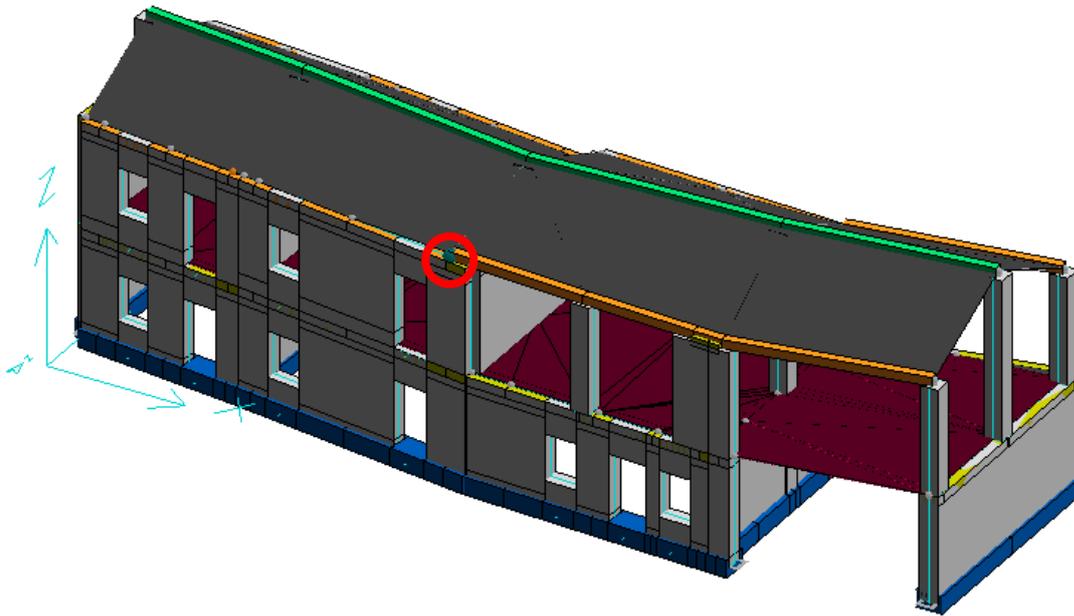
Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.975

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.257



## PUNTO 2

Coordinate punto di controllo ( 1100.0 , 43.7 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.199

Verifica SLD = 0.356

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 61643$  daN

$d_y = 0.459$  cm

$F_y = 56975$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.826$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.459$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.638$  cm

$d^*y = 0.354$  cm

$F^*y = 43987$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.269$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

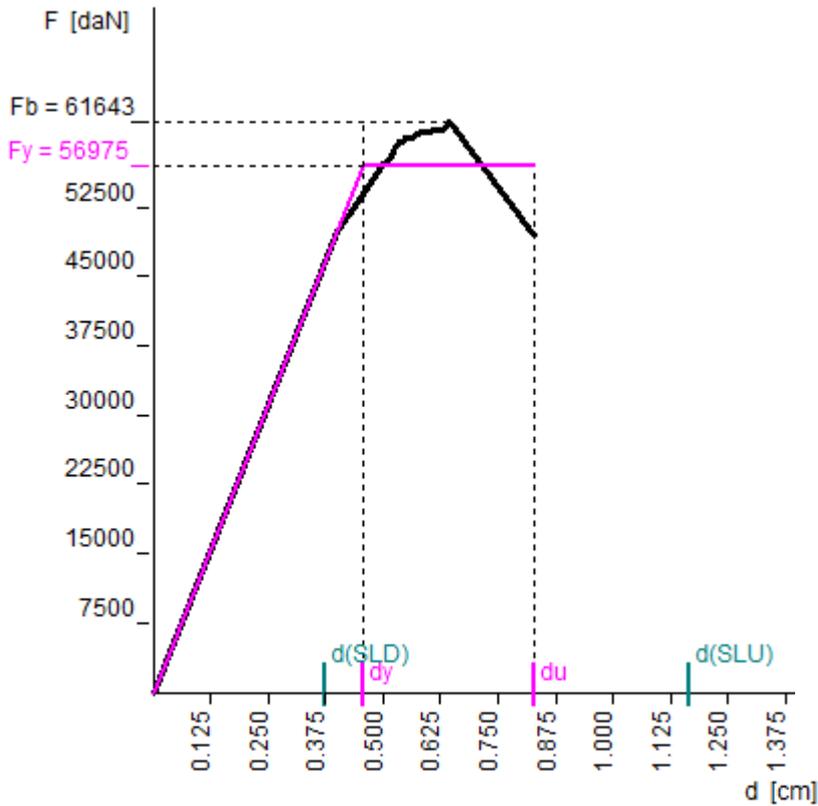
$d^*max$  (SLU) =  $0.9007$  cm

$d^*max$  (SLD) =  $0.2887$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.167$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.374$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.708  
 Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.226



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

Fb = -67708 daN

dy = 0.532 cm

Fy = 64604 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.741 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.532 cm

Fattore di ripartizione = 1.30

SDOF

d\*u = 0.572 cm

d\*y = 0.411 cm

F\*y = 49877 daN

m\* = 227937 Kg

T\* = 0.272 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 0.8973 cm

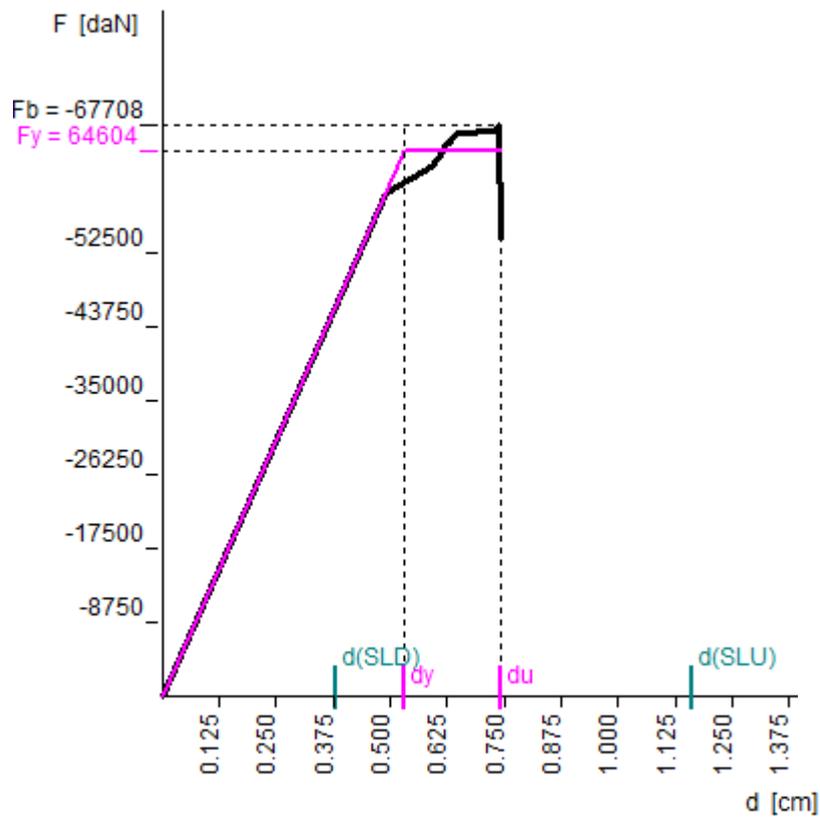
d\*max (SLD) = 0.2956 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.162 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.383 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.637

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.391



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 26834$  daN

$d_y = 0.310$  cm

$F_y = 26696$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.65 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.313$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.193$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.241$  cm

$d^*y = 0.239$  cm

$F^*y = 20610$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.323$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.2105$  cm

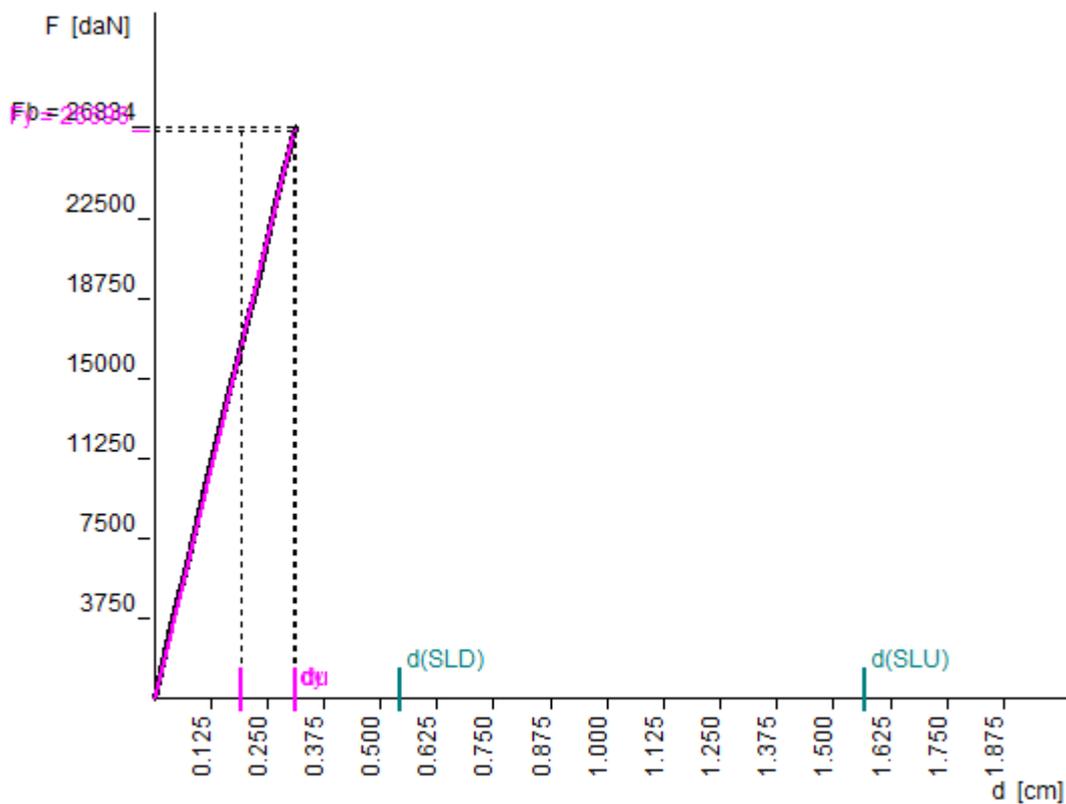
$d^*max$  (SLD) =  $0.4190$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.568$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.543$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.199$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.356$



004) - Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

Fb = -56991 daN

dy = 0.621 cm

Fy = 50276 daN

Punto di intersezione bilatera - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.798 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.621 cm

Fattore di ripartizione = 1.30

SDOF

d\*u = 1.388 cm

d\*y = 0.479 cm

F\*y = 38815 daN

m\* = 227937 Kg

T\* = 0.333 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.2276 cm

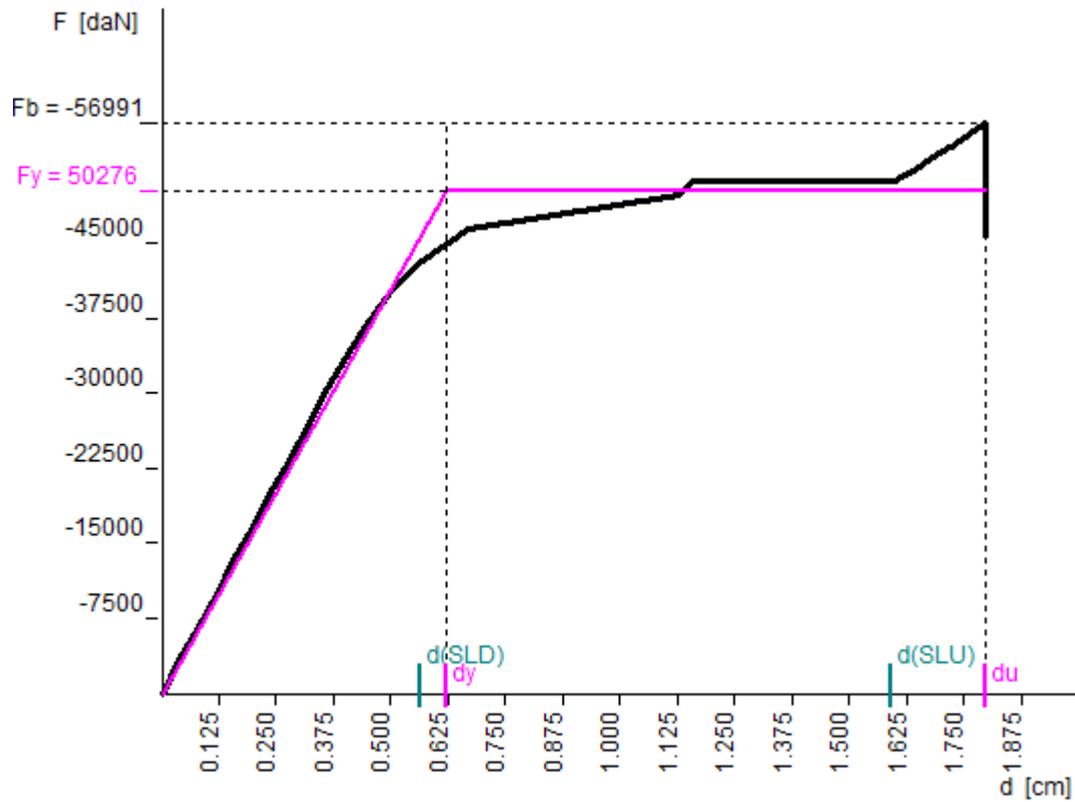
d\*max (SLD) = 0.4352 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.590 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.564 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 1.131

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.101



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 53003 daN

dy = 0.297 cm

Fy = 49447 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.426 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.297 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 0.426 cm

d\*y = 0.297 cm

F\*y = 49447 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.283 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 0.9993 cm

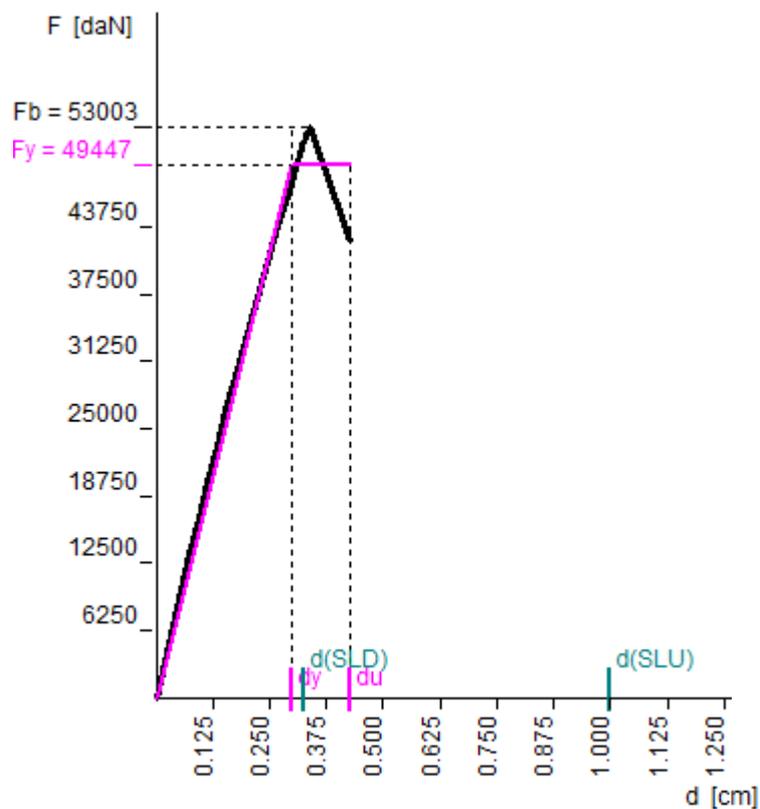
d\*max (SLD) = 0.3240 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 0.999 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.324 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.426

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 0.917



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = -76597 daN

dy = 0.480 cm

Fy = 71472 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.915 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.480 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 0.915 cm

d\*y = 0.480 cm

F\*y = 71472 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.300 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.0381 cm

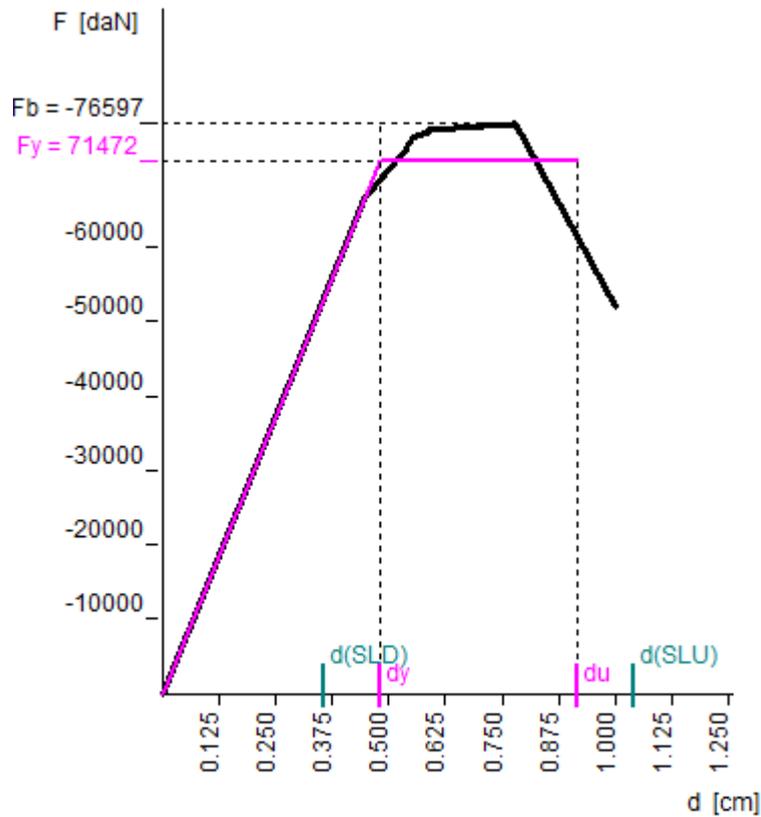
d\*max (SLD) = 0.3583 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.038 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.358 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.882

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.340



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 63305$  daN

$d_y = 0.638$  cm

$F_y = 59480$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.089$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.535$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.089$  cm

$d^*y = 0.638$  cm

$F^*y = 59480$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.379$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.4628$  cm

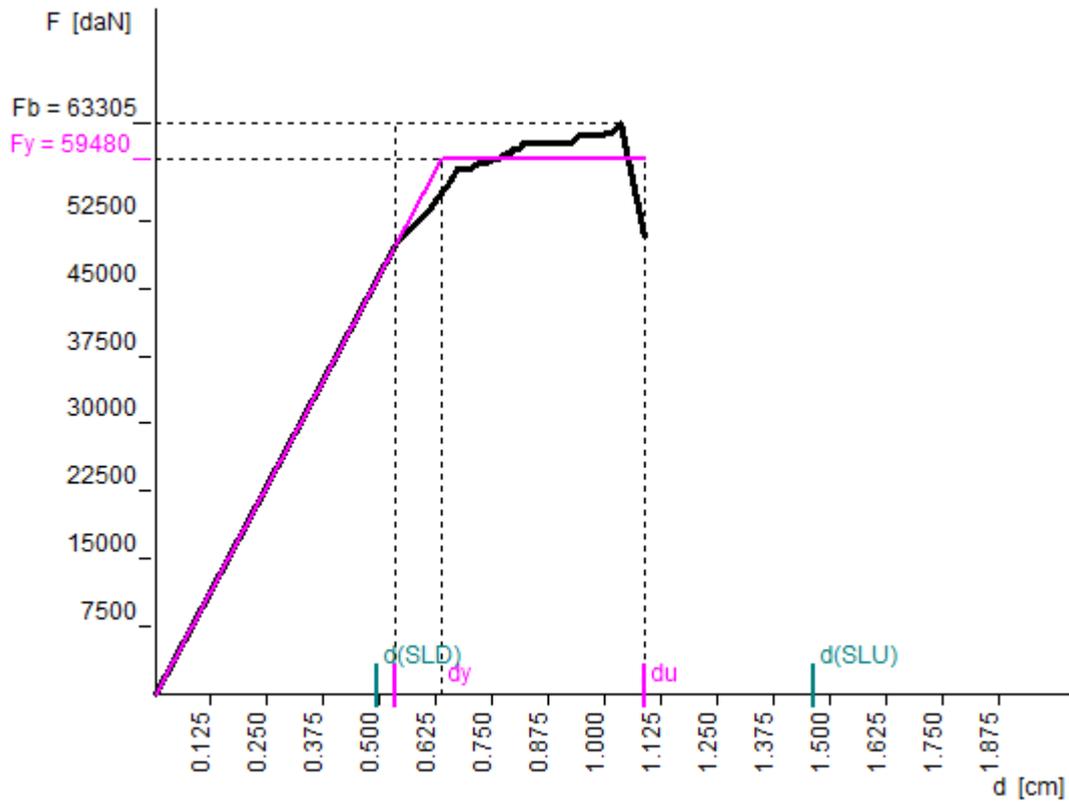
$d^*max$  (SLD) =  $0.4947$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.463$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.495$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.745$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.081$



008) - Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = -61145 daN

dy = 0.648 cm

Fy = 54179 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.318 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.648 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 1.318 cm

d\*y = 0.648 cm

F\*y = 54179 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.400 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.5442 cm

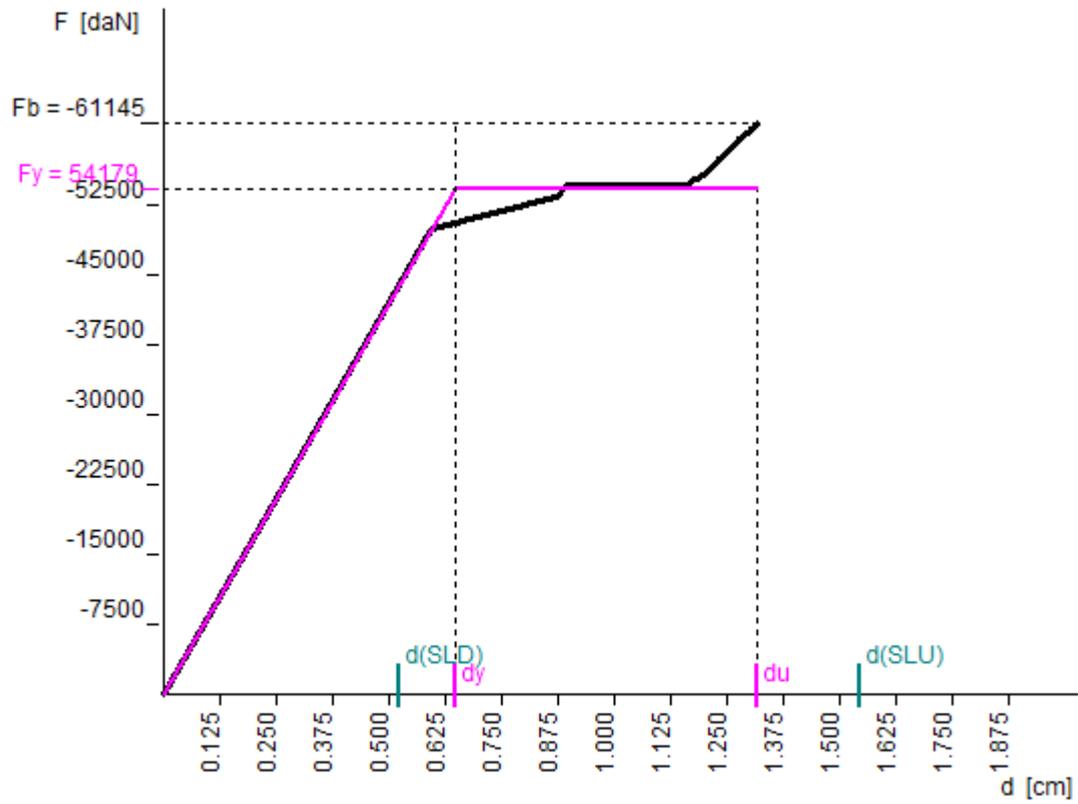
d\*max (SLD) = 0.5222 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.544 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.522 cm

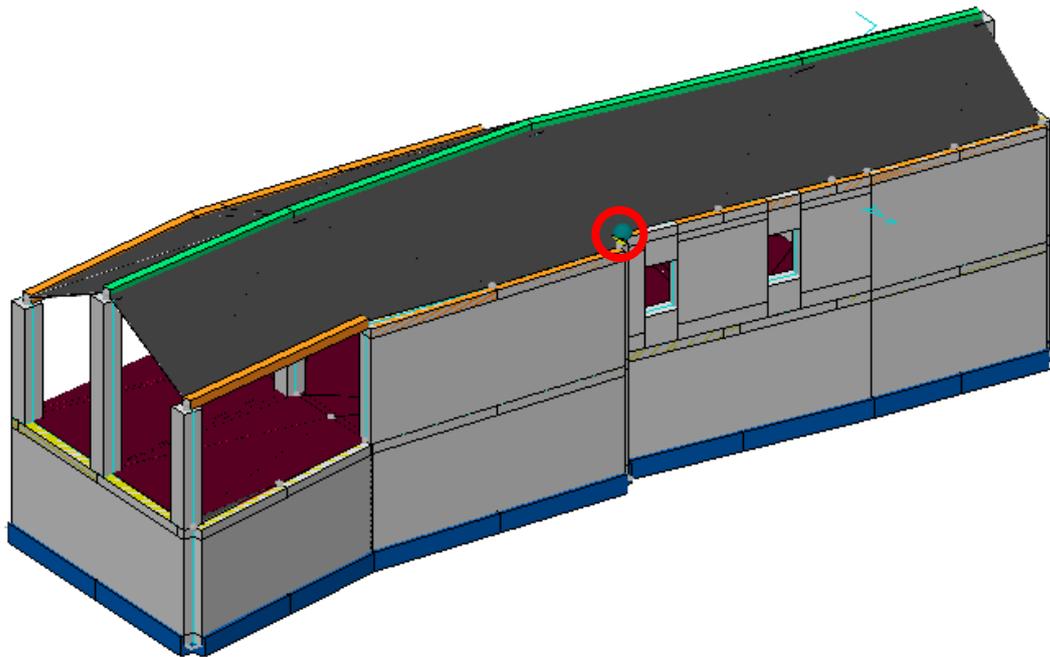
Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.853

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.241



### PUNTO 3

Coordinate punto di controllo ( 1115.0 , 610.7 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.200

Verifica SLD = 0.356

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 61643$  daN

$d_y = 0.225$  cm

$F_y = 53602$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.641$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.225$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.495$  cm

$d^*y = 0.174$  cm

$F^*y = 41383$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.194$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.5892$  cm

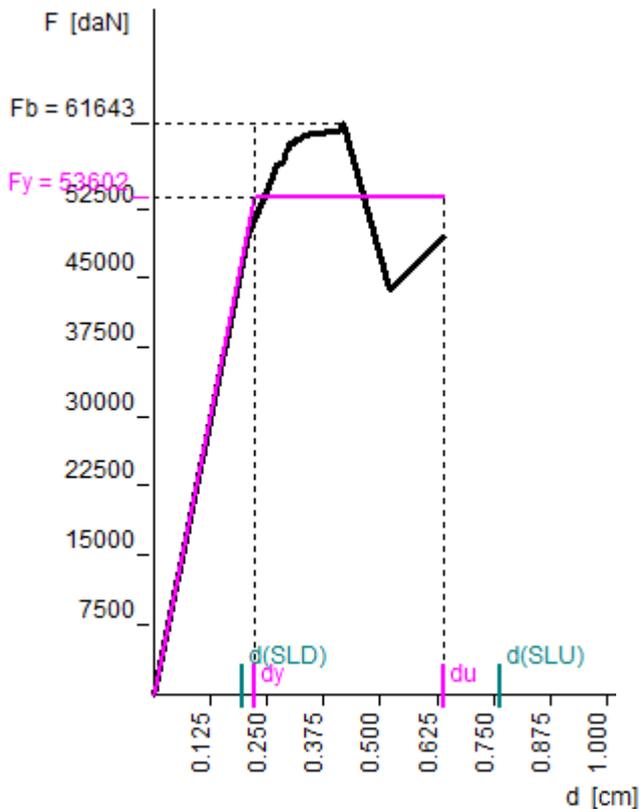
$d^*max$  (SLD) =  $0.1505$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.763$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.195$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.840$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.154$



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -67708$  daN

$d_y = 0.273$  cm

$F_y = 65548$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.406$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.273$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.313$  cm

$d^*y = 0.211$  cm

$F^*y = 50606$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.194$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.5511$  cm

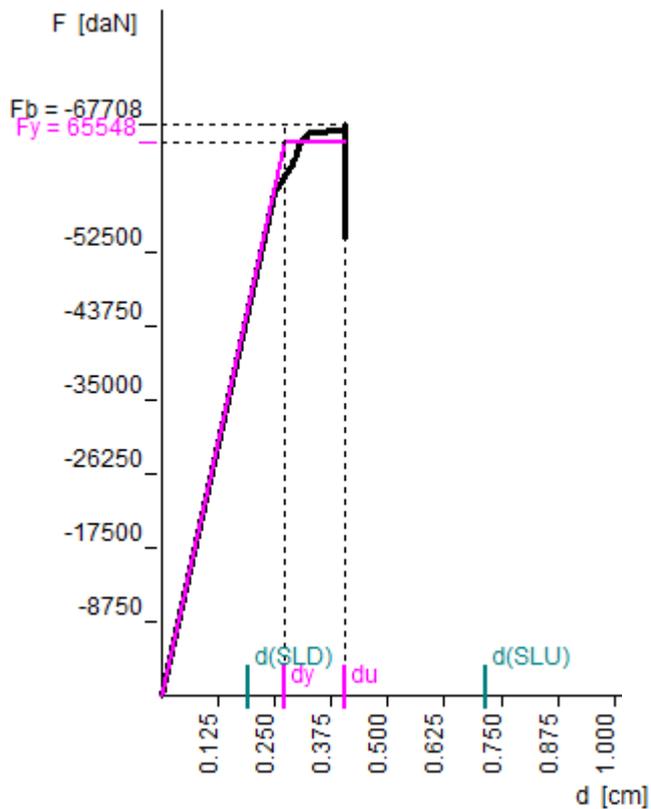
$d^*max$  (SLD) =  $0.1496$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.714$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.194$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.568$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.411$



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

Fb = 26834 daN

dy = 0.312 cm

Fy = 26781 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.65 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.313 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.193 cm

Fattore di ripartizione = 1.30

SDOF

d\*u = 0.242 cm

d\*y = 0.241 cm

F\*y = 20676 daN

m\* = 227937 Kg

T\* = 0.324 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.2116 cm

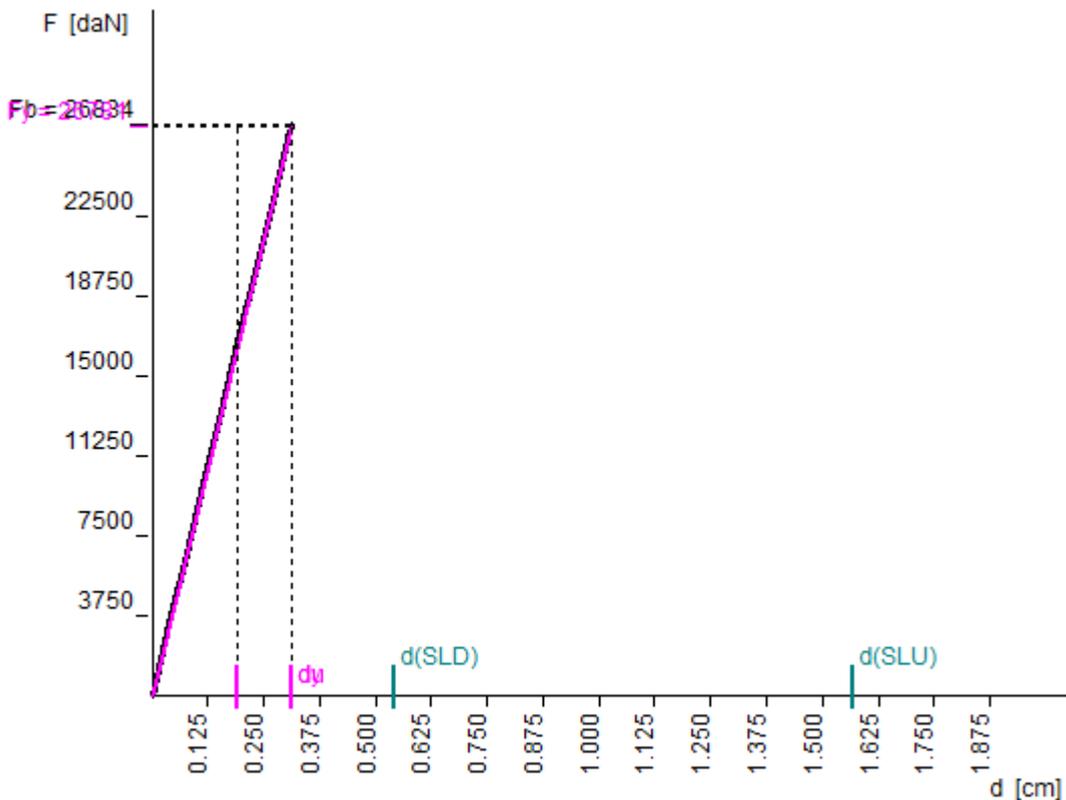
d\*max (SLD) = 0.4196 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.569 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.543 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.200

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 0.356



004) - Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -56991$  daN

$d_y = 0.621$  cm

$F_y = 50281$  daN

Punto di intersezione bilatera - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.800$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.621$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 1.390$  cm

$d^*y = 0.480$  cm

$F^*y = 38819$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.333$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.2285$  cm

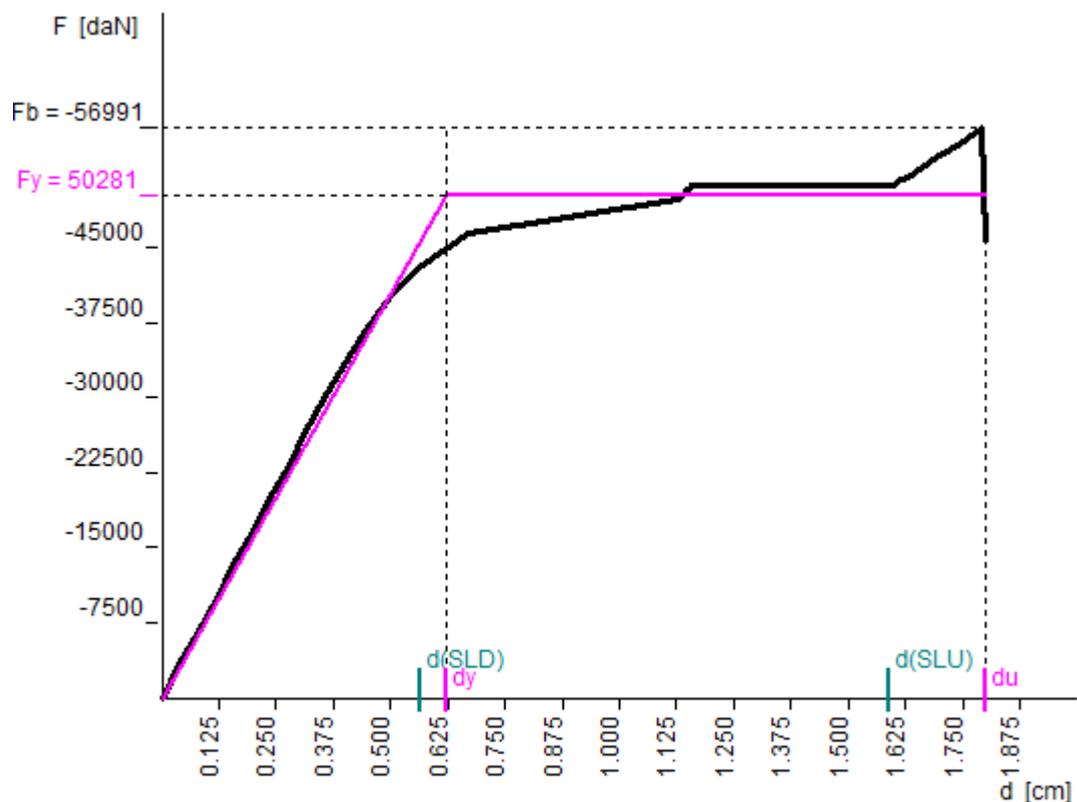
$d^*max$  (SLD) =  $0.4354$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.591$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.564$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.131$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.102$



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 53003 daN

dy = 0.171 cm

Fy = 51980 daN

Punto di intersezione bilatera - curva di capacità a 0.65 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.182 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.171 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 0.182 cm

d\*y = 0.171 cm

F\*y = 51980 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.210 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 0.6747 cm

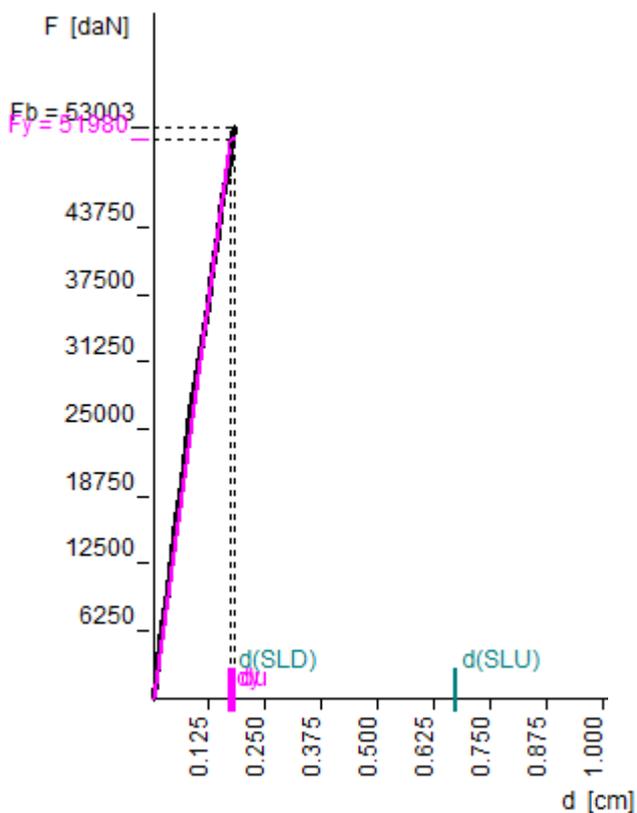
d\*max (SLD) = 0.1774 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 0.675 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.177 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.269

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 0.961



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -76597$  daN

$d_y = 0.251$  cm

$F_y = 70626$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.646$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.251$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 0.646$  cm

$d^*y = 0.251$  cm

$F^*y = 70626$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.218$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.6626$  cm

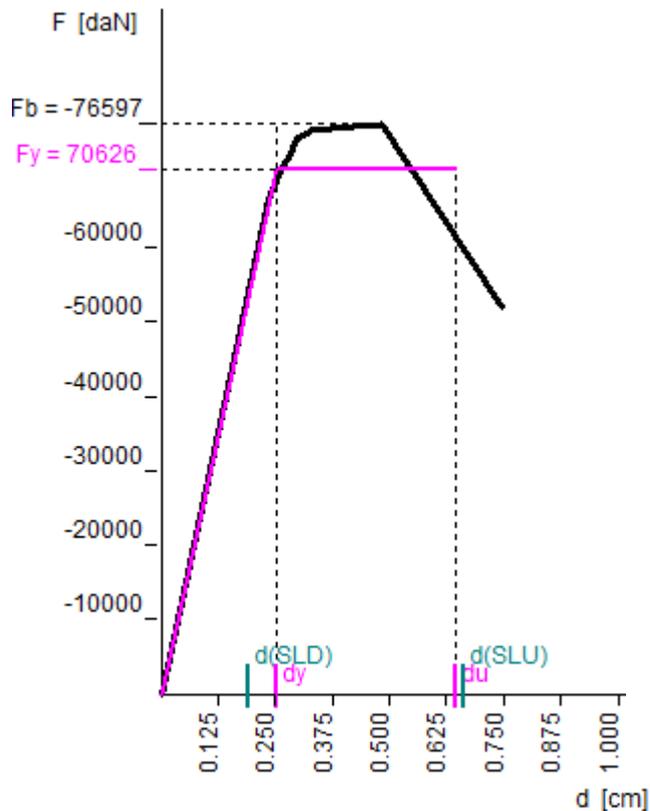
$d^*max$  (SLD) =  $0.1898$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.663$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.190$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.975$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.325$



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 63305 daN

dy = 0.639 cm

Fy = 59483 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.090 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.536 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 1.090 cm

d\*y = 0.639 cm

F\*y = 59483 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.379 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.4640 cm

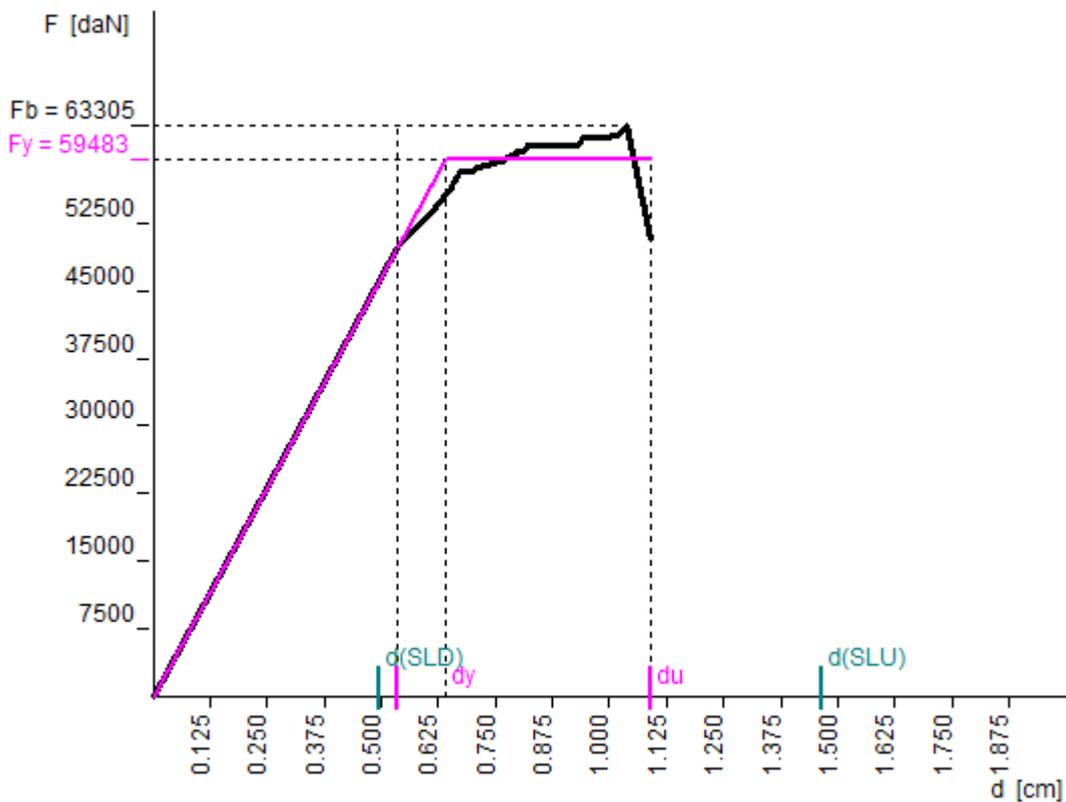
d\*max (SLD) = 0.4951 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.464 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.495 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.744

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.082



008) - Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -61145$  daN

$d_y = 0.649$  cm

$F_y = 54186$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.313$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.649$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.313$  cm

$d^*y = 0.649$  cm

$F^*y = 54186$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.400$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.5451$  cm

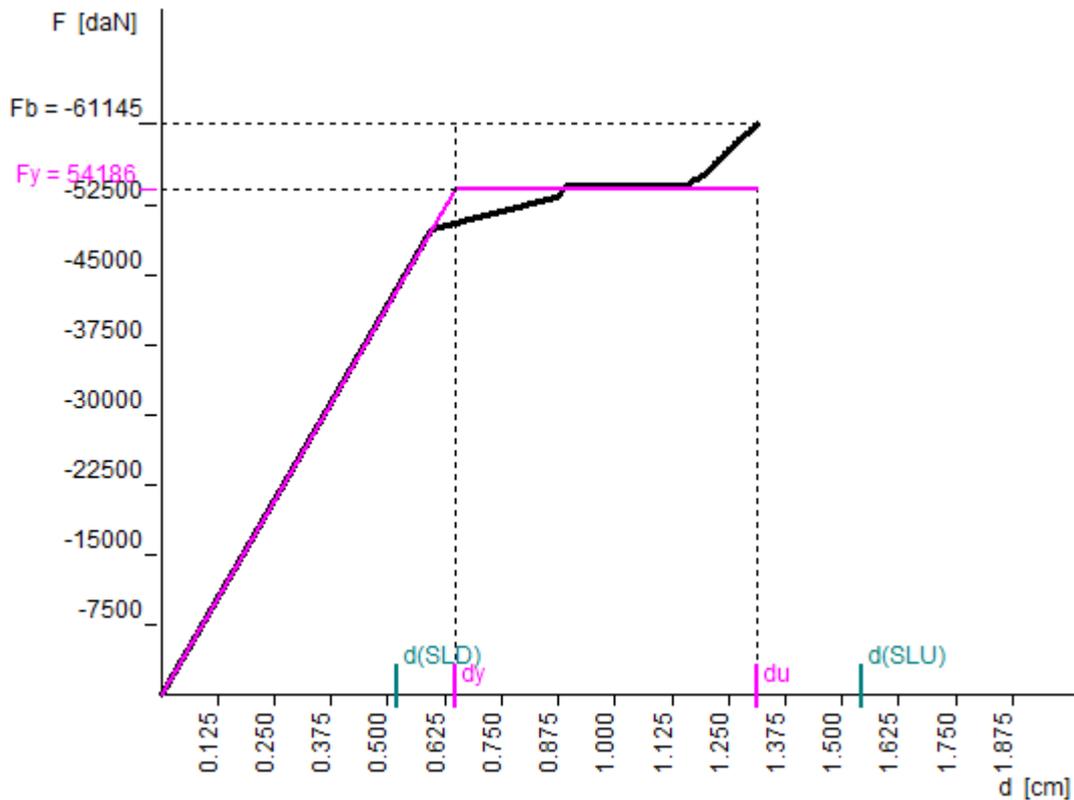
$d^*max$  (SLD) =  $0.5226$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.545$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.523$  cm

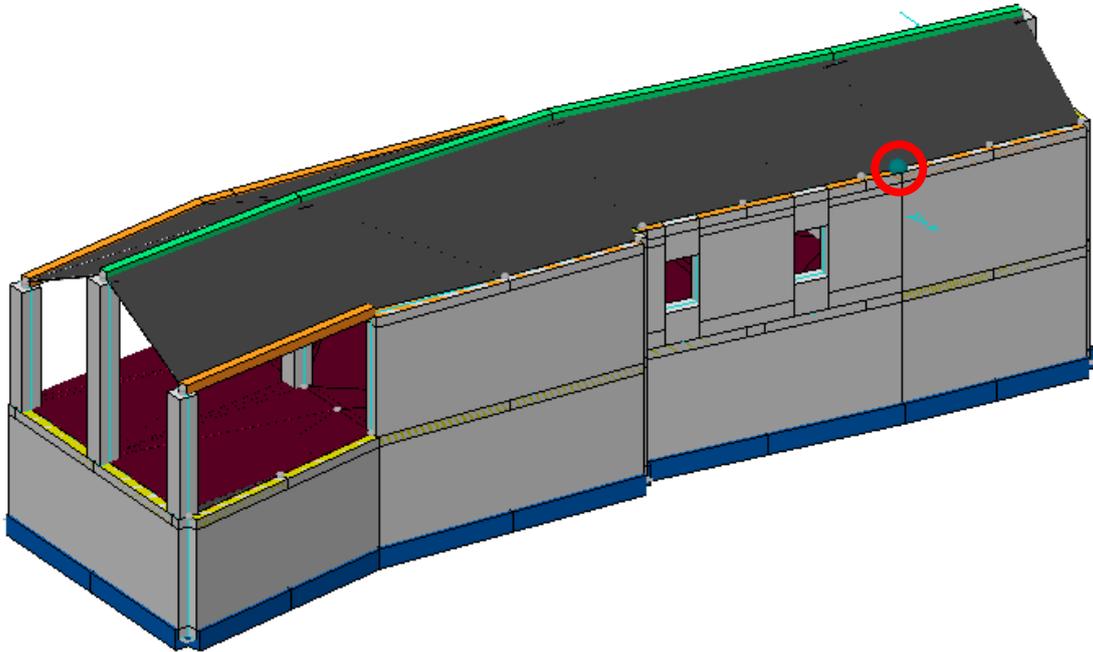
Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.850$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.241$



#### PUNTO 4

Coordinate punto di controllo ( 490.0 , 690.0 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.205

Verifica SLD = 0.367

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

Fb = 61643 daN

dy = 0.225 cm

Fy = 53514 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.645 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.225 cm

Fattore di ripartizione = 1.30

SDOF

d\*u = 0.498 cm

d\*y = 0.174 cm

F\*y = 41315 daN

m\* = 227937 Kg

T\* = 0.194 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 0.5899 cm

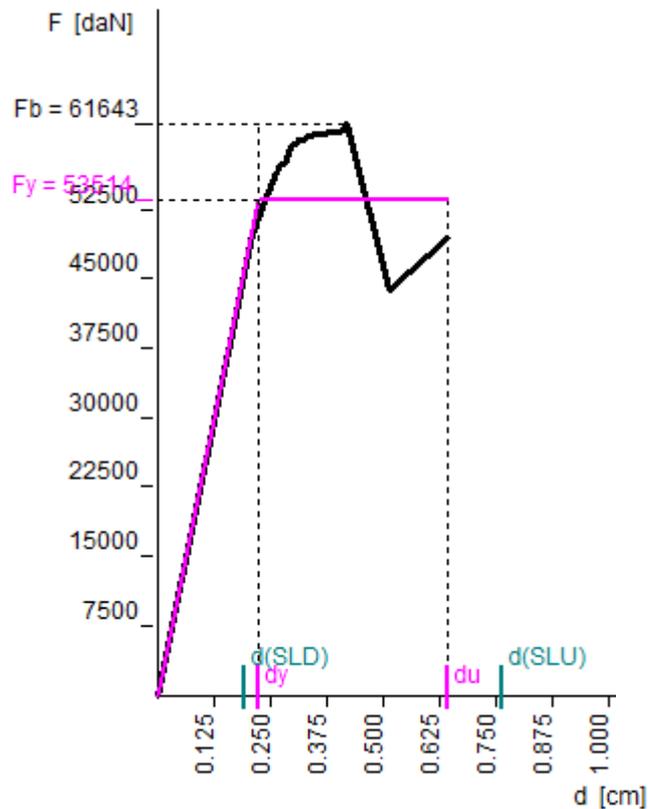
d\*max (SLD) = 0.1506 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 0.764 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.195 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.844

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.152



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

Fb = -67708 daN

dy = 0.278 cm

Fy = 65140 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.434 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.278 cm

Fattore di ripartizione = 1.30

SDOF

d\*u = 0.335 cm

d\*y = 0.215 cm

F\*y = 50291 daN

m\* = 227937 Kg

T\* = 0.196 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 0.5616 cm

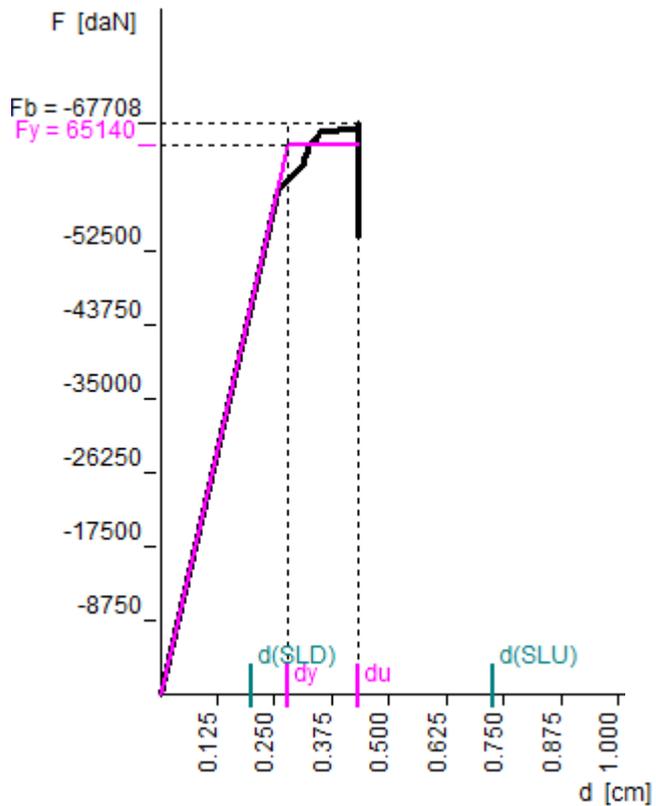
d\*max (SLD) = 0.1532 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 0.727 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.198 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.596

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.402



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

Fb = 26834 daN

dy = 0.337 cm

Fy = 26780 daN

Punto di intersezione bilatera - curva di capacità a 0.62 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.338 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.209 cm

Fattore di ripartizione = 1.30

SDOF

d\*u = 0.261 cm

d\*y = 0.260 cm

F\*y = 20675 daN

m\* = 227937 Kg

T\* = 0.336 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.2689 cm

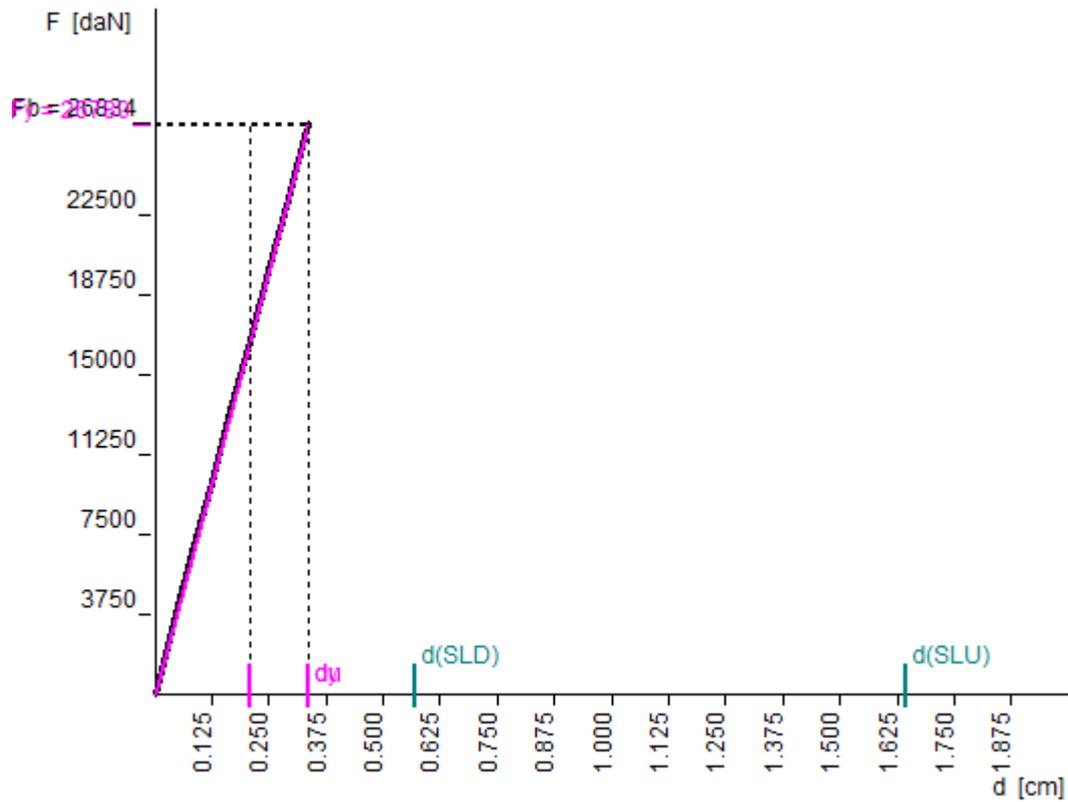
d\*max (SLD) = 0.4391 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.644 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.569 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.205

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 0.367



004) - Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -56991$  daN

$d_y = 0.661$  cm

$F_y = 50592$  daN

Punto di intersezione bilatera - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.792$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.661$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 1.383$  cm

$d^*y = 0.510$  cm

$F^*y = 39059$  daN

$m^* = 227937$  Kg

$T^* = 0.343$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.2772$  cm

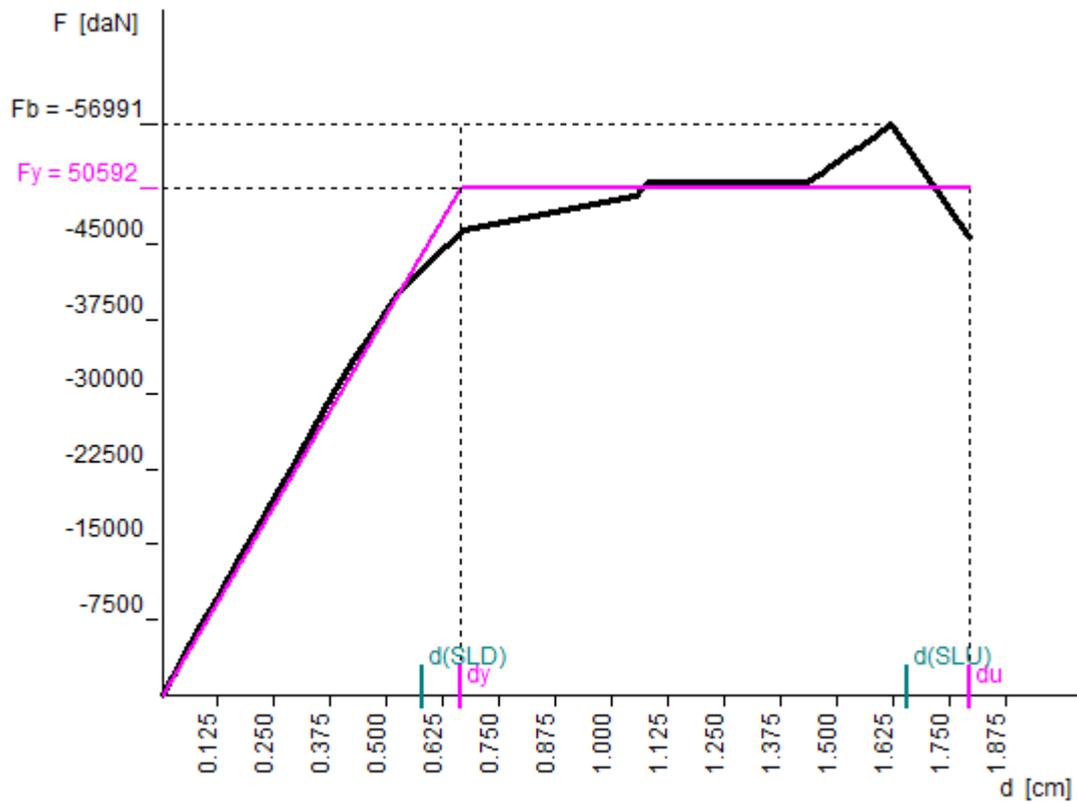
$d^*max$  (SLD) =  $0.4478$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.654$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.580$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.083$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.140$



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 53003 daN

dy = 0.169 cm

Fy = 52192 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.65 Fb

Capacità di spost. ultimo = 0.183 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.169 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 0.183 cm

d\*y = 0.169 cm

F\*y = 52192 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.208 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 0.6691 cm

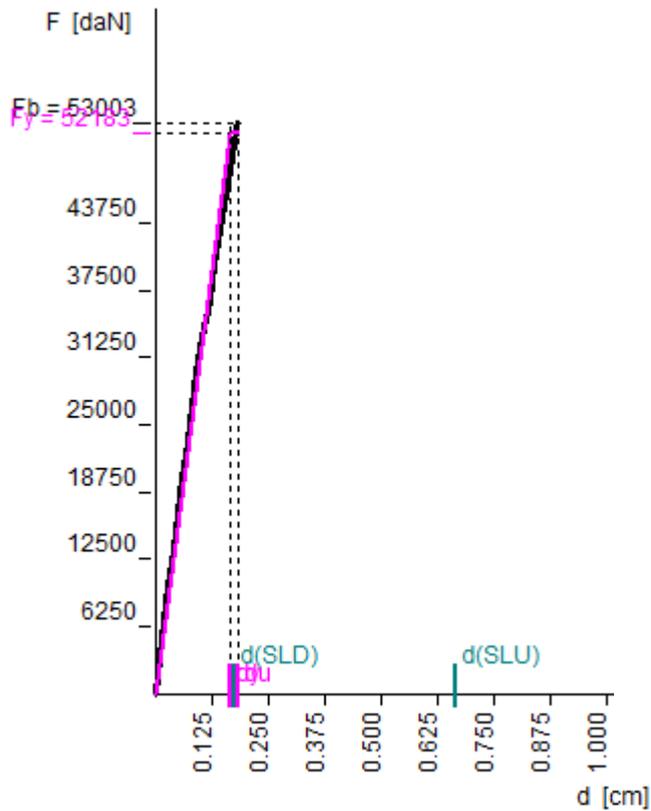
d\*max (SLD) = 0.1750 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 0.669 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.175 cm

Rapporto (capacità/riciesta) di spostamento allo SLU = 0.273

Rapporto (capacità/riciesta) di spostamento allo SLD = 0.967



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -76597$  daN

$d_y = 0.244$  cm

$F_y = 70645$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.652$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.244$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 0.652$  cm

$d^*y = 0.244$  cm

$F^*y = 70645$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.215$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.6484$  cm

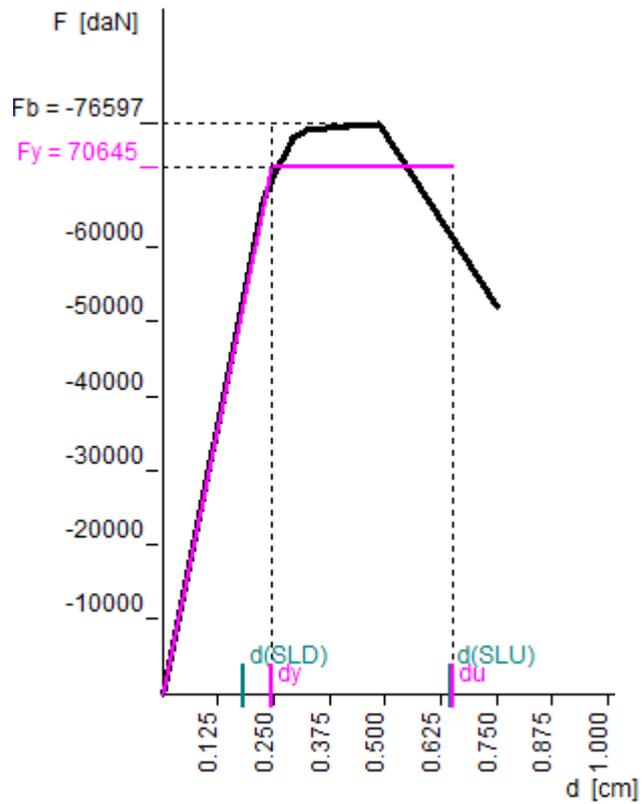
$d^*max$  (SLD) =  $0.1839$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.648$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.184$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.005$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.325$



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 63305$  daN

$d_y = 0.676$  cm

$F_y = 59099$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.063$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.571$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.063$  cm

$d^*y = 0.676$  cm

$F^*y = 59099$  daN

$m^* = 338859$  Kg

$T^* = 0.391$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.5108$  cm

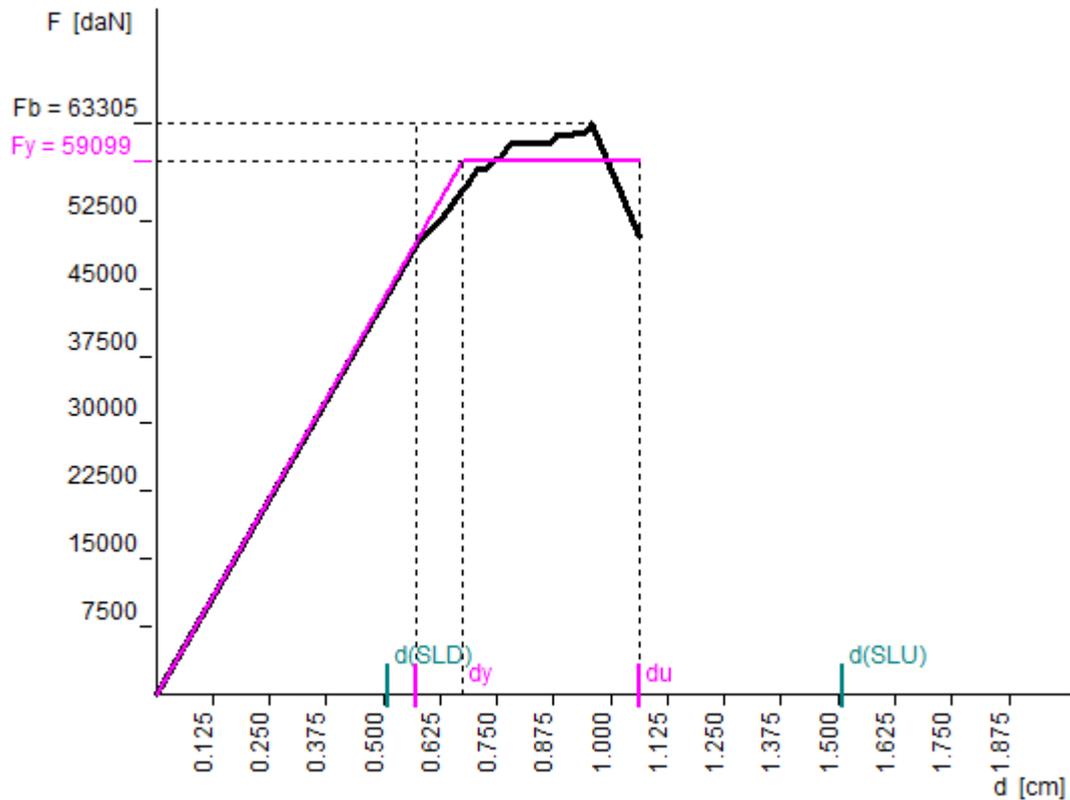
$d^*max$  (SLD) =  $0.5109$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.511$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.511$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.704$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.117$



008) - Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = -61145 daN

dy = 0.669 cm

Fy = 54031 daN

Punto di intersezione bilatera - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.525 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.669 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 1.525 cm

d\*y = 0.669 cm

F\*y = 54031 daN

m\* = 338859 Kg

T\* = 0.407 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.5711 cm

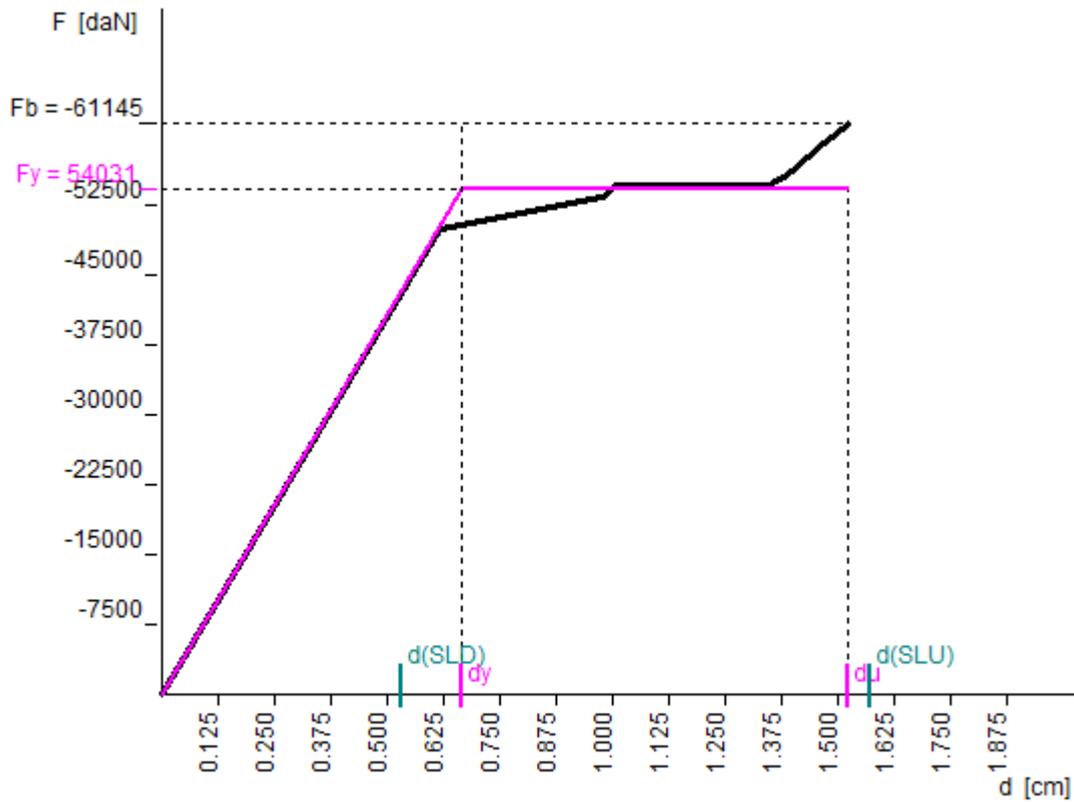
d\*max (SLD) = 0.5313 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.571 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.531 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.971

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.259



### Conclusioni analisi pushover

Prima di procedere con le conclusioni nei confronti dell'analisi pushover, si riportano i grafici finalizzati ad un più immediato confronto tra le curve di capacità aventi la medesima azione sollecitante.

Inoltre, viene anche riportata una tabella riassuntiva contenente i rapporti capacità di spostamento – domanda di spostamento.

Infine, si riportano i grafici ADRS per il "punto 1" che verrà utilizzato come punto di riferimento per le analisi pre-interventi nel successivo confronto.

Quindi, esaminati i risultati, ne si riportano le conclusioni.

Grafico 4.8 – Confronto curve di capacità, Sisma +X (Coefficiente variabile).

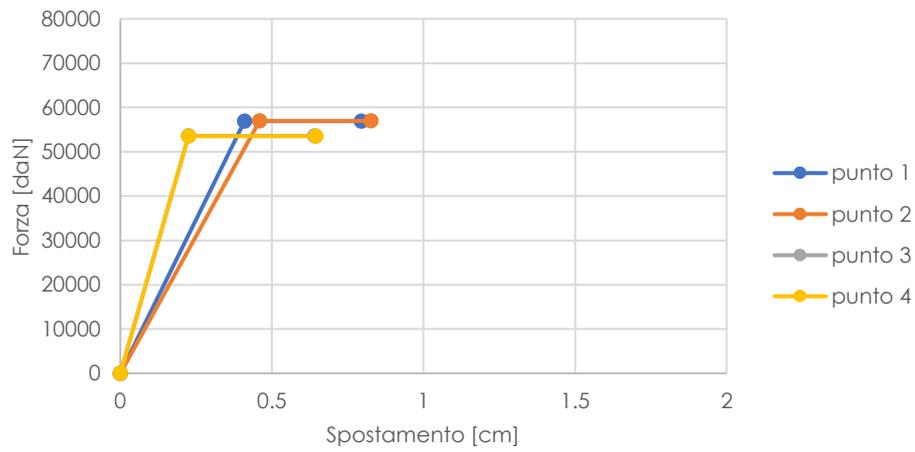


Grafico 4.9 – Confronto curve di capacità, Sisma -X (Coefficiente variabile).

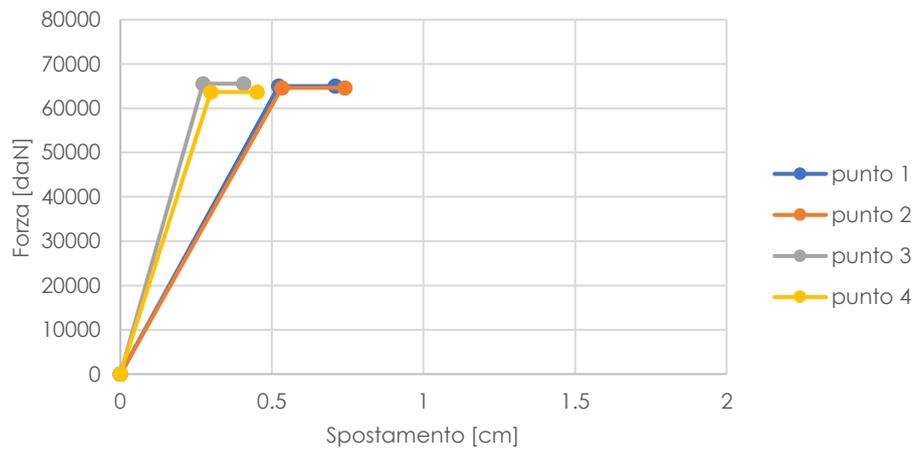


Grafico 4.10 – Confronto curve di capacità, Sisma -Y (Coefficiente variabile).

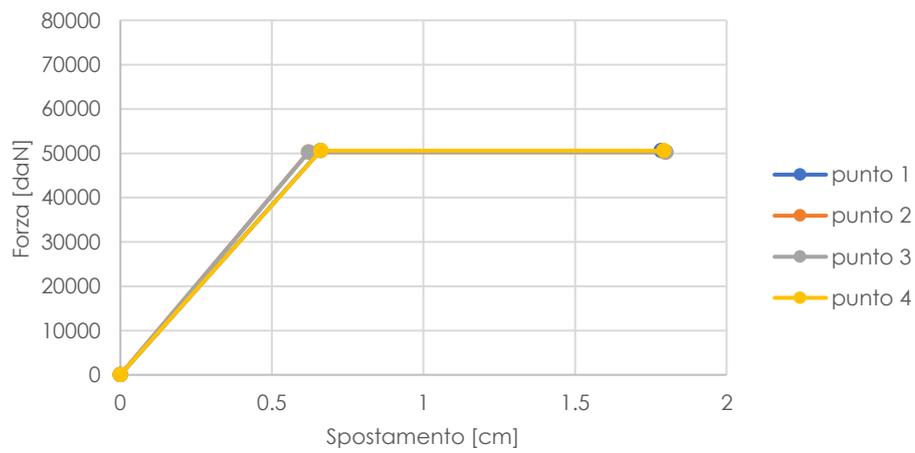


Grafico 4.11 – Confronto curve di capacità, Sisma -X (Coefficiente uniforme).

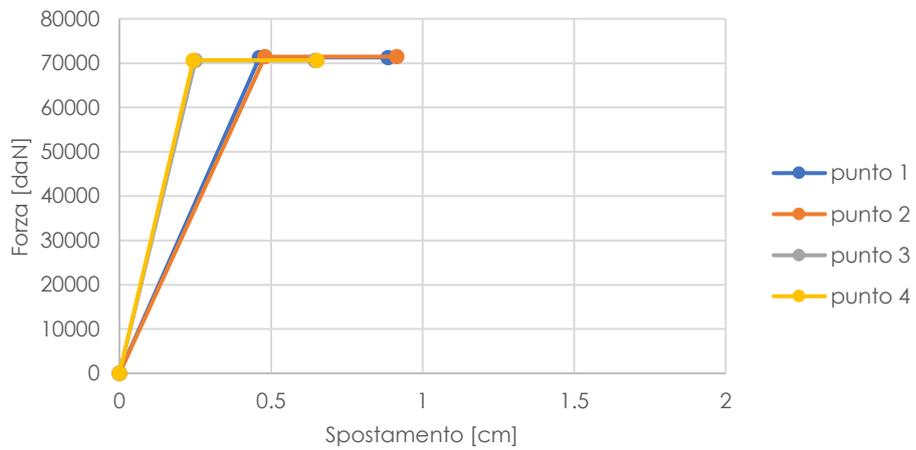


Grafico 4.12 – Confronto curve di capacità, Sisma +Y (Coefficiente uniforme).

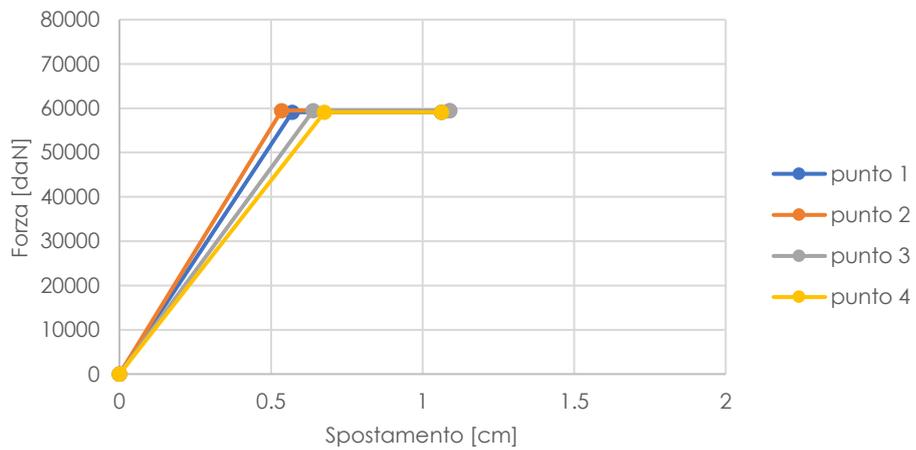


Grafico 4.13 – Confronto curve di capacità, Sisma -Y (Coefficiente uniforme).

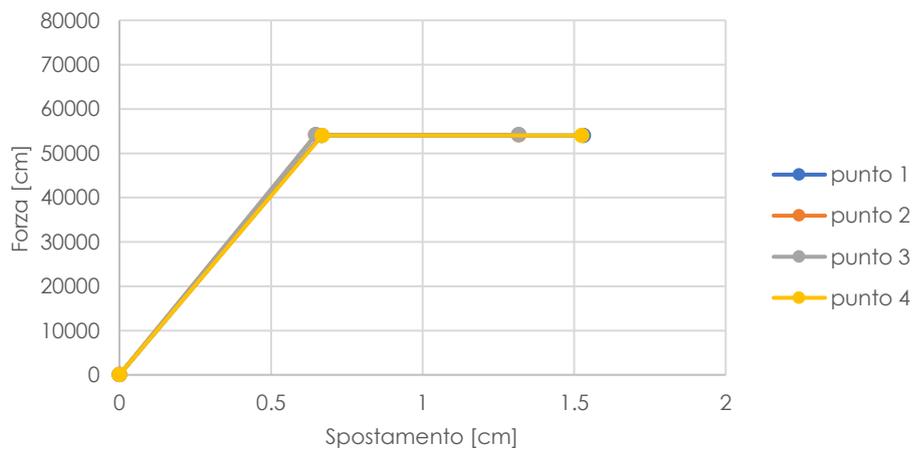


Tabella 4.11 – Rapporti Capacità di spostamento / Domanda di spostamento.

		Rapporto Capacità/Domanda							
		Coefficiente variabile				Coefficiente uniforme			
		+X	-X	+Y	-Y	+X	-X	+Y	-Y
Punto 1	SLV	0.737	0.622	0.205	1.08	0.344	0.877	0.704	0.975
	SLD	1.225	1.399	0.367	1.139	0.966	1.337	1.116	1.257
Punto 2	SLV	0.708	0.637	0.199	1.131	0.426	0.882	0.745	0.853
	SLD	1.226	1.391	0.356	1.101	0.917	1.34	1.081	1.241
Punto 3	SLV	0.84	0.568	0.2	1.131	0.269	0.975	0.744	0.85
	SLD	1.154	1.411	0.356	1.02	0.961	1.325	1.082	1.241
Punto 4	SLV	0.844	0.596	0.205	1.083	0.273	1.005	0.704	0.971
	SLD	1.152	1.402	0.367	1.14	0.967	1.325	1.117	1.259

### Grafici ADRS

Grafico 4.14 – Grafico ADRS "punto 1", per combinazioni SLV: Sisma +x (coeff. Variabile); Sisma -x (coeff. Variabile); Sisma +x (coeff. Uniforme).

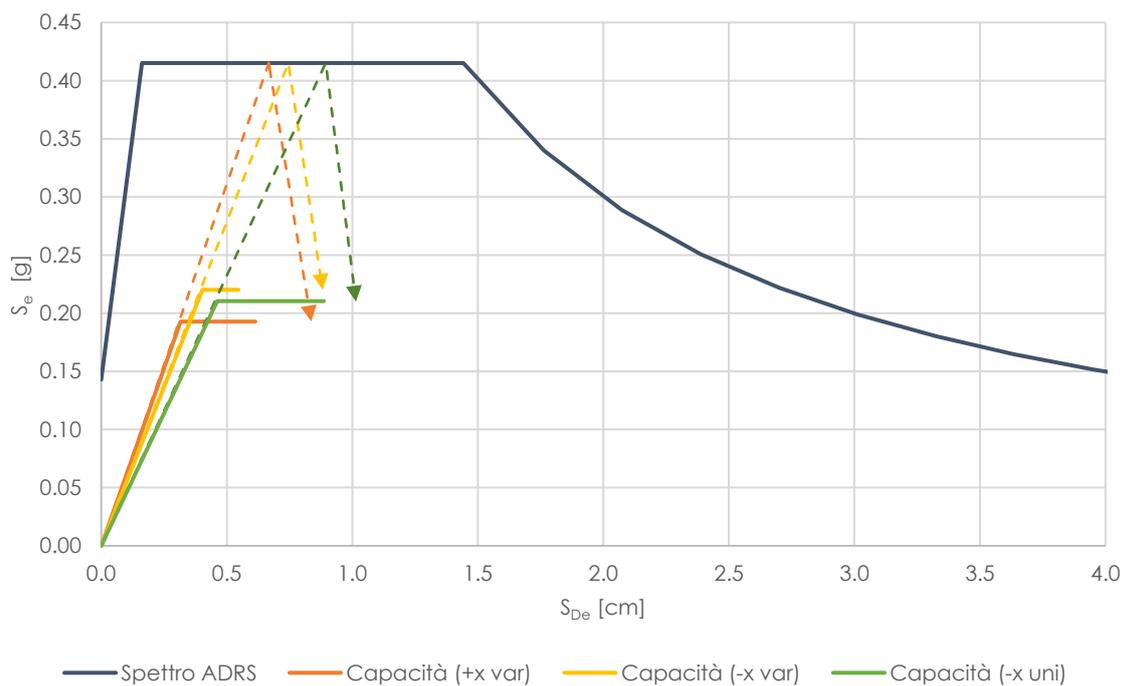


Grafico 4.15 – Grafico ADRS “punto 1”, combinazioni SLV: Sisma -y (coeff. Variabile); Sisma +y (coeff. Uniforme); Sisma -y (coeff. Uniforme).

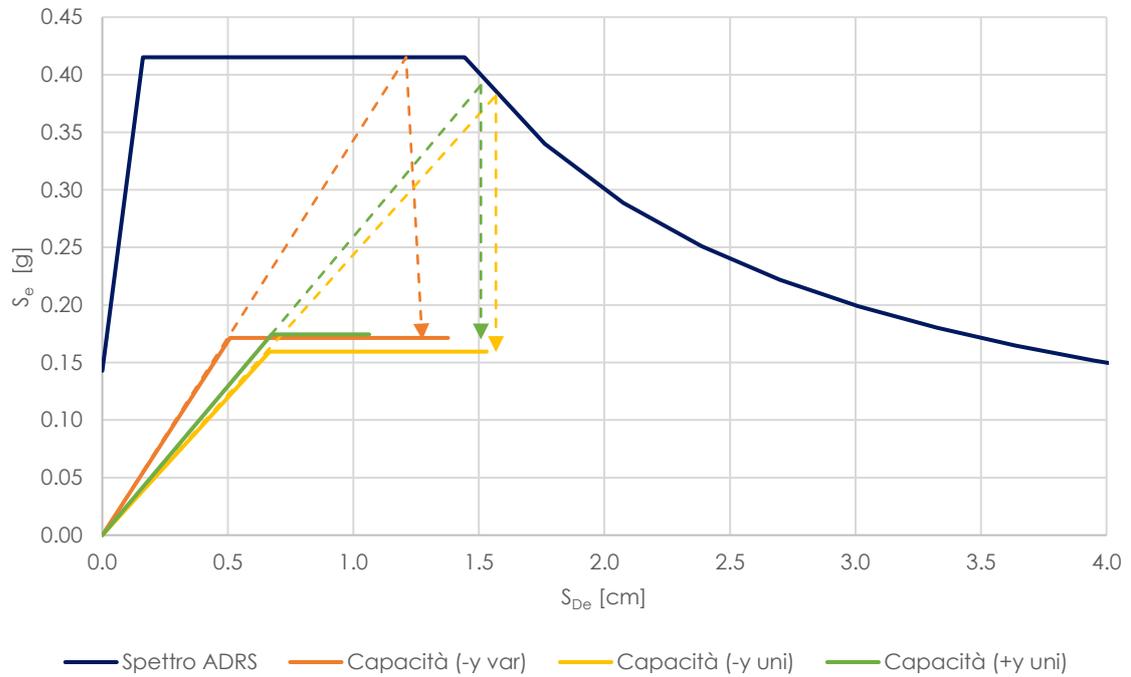


Grafico 4.16 – Grafico ADRS “punto 1”, per combinazioni SLD: Sisma +x (coeff. Variabile); Sisma -x (coeff. Variabile); Sisma +x (coeff. Uniforme).

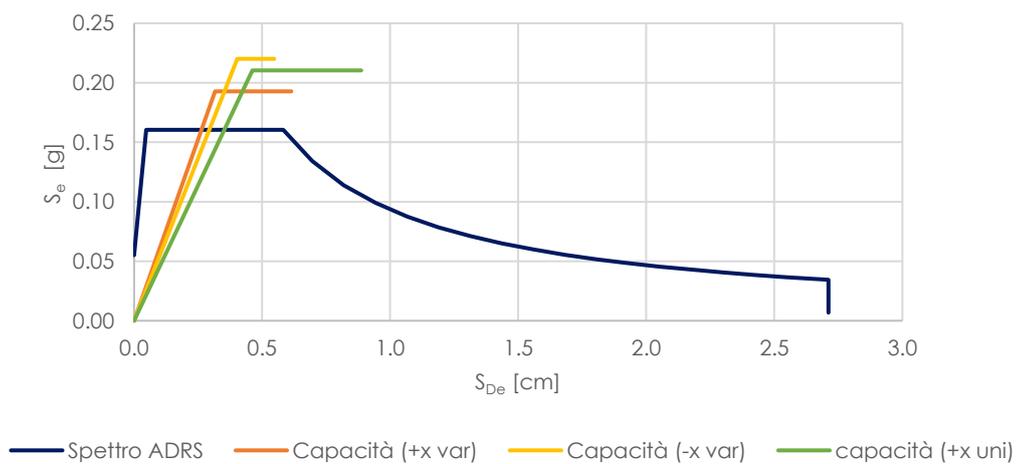
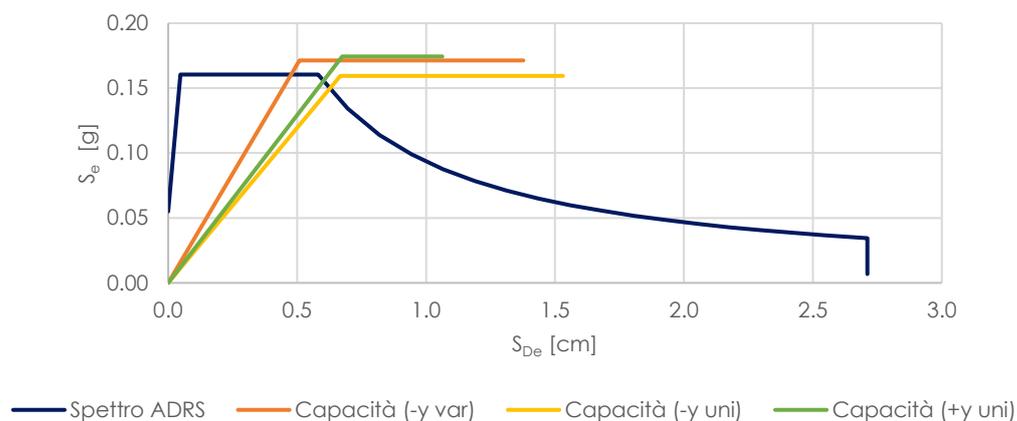


Grafico 4.17 – Grafico ADRS “punto 1”, combinazioni SLD: Sisma -y (coeff. Variabile); Sisma +y (coeff. Uniforme); Sisma -y (coeff. Uniforme).



Premesso che non si considerano i risultati ottenuti nei casi azione Sisma +Y con coefficiente variabile e Sisma +X con coefficiente uniforme in quanto sono chiaramente influenzati da problematiche di calcolo interne al software che non permettono la completa creazione della curva di capacità, esaminando i risultati ottenuti si perviene alle seguenti conclusioni:

- Confrontando i risultati corrispondenti all'applicazione dell'azione sismica in direzione +X e -X, per i punti posti sulla medesima parete muraria (punto 1-2 ; punto 3-4), essi risultano quasi coincidenti. Ciò è dovuto essenzialmente ad un comportamento eguale dell'intera parete. Se tale confronto viene, invece, effettuato tra punti posti su pareti diverse, si nota una lieve discrepanza tra i risultati, tuttavia anche in questo caso le differenze non sono rilevanti. La domanda in spostamento nei confronti dello Stato Limite di Danno in direzione X risulta quasi sempre soddisfatta. Per quanto concerne lo Stato Limite Ultimo, la richiesta in spostamento è sempre maggiore della capacità che tuttavia presenta valori significativi. Il comportamento in direzione X risulta sostanzialmente elastico con esigue risorse plastiche. Si nota infine come la parete posteriore risulta essere più rigida rispetto alla parete frontale in quanto l'inclinazione del tratto elastico è maggiore.
- Confrontando i risultati corrispondenti all'applicazione dell'azione sismica in direzione +Y e -Y, si osserva un comportamento molto simile per tutti e quattro i punti. La domanda in spostamento nei confronti dello Stato Limite di Danno in direzione Y risulta quasi sempre soddisfatta. Per quanto riguarda lo Stato Limite Ultimo si nota un miglior comportamento rispetto alla direzione X, con valori della capacità in spostamento che nel caso di carico Sisma -Y con coefficiente variabile soddisfano la richiesta in spostamento. Il comportamento in direzione Y risulta elastico con un maggiore sfruttamento delle risorse plastiche.

- Dai Grafici ADRS per le combinazioni allo SLV è immediato osservare come la richiesta in spostamento risulti quasi sempre maggiore della capacità della struttura in quanto lo spostamento massimo, rappresentato dall'estremo delle curve tratteggiate non incontra mai la relativa curva di capacità. Mentre nel caso delle combinazioni allo SLD, la richiesta in spostamento risulta sempre soddisfatta, infatti l'accelerazione corrispondente allo spostamento a snervamento (fine del tratto elastico) risulta essere sempre maggiore della domanda rappresentata dallo spettro allo Stato Limite di Danno.

Quindi, il comportamento globale del fabbricato risulta sostanzialmente elastico con limitate risorse plastiche, attribuibili alle pessime caratteristiche dei materiali e alla mancanza di un piano rigido.

Si ricorda inoltre che l'analisi così svolta considera un comportamento globale della struttura con significativo collegamento tra le pareti.

#### **4.9.5. Analisi dei meccanismi locali di collasso**

L'analisi dei meccanismi locali di collasso è di fondamentale importanza nel caso di edifici per i quali non è possibile assicurare un ammortamento efficace delle murature, piani rigidi e quindi un comportamento globale della struttura. Si ipotizza quindi che non sia presente un collegamento adeguato tra le pareti disposte perpendicolarmente, che siano, inoltre, svincolate in sommità e che possano essere assunte come corpi rigidi.

Si riportano i risultati delle analisi dei cinematismi locali, in particolare per l'edificio in esame, non avendo riscontrato la presenza di fessurazione sulle pareti murarie tale da suggerire il formarsi di una specifica tipologia di meccanismo, quello che viene studiato è il ribaltamento semplice della parete che risulta il meccanismo peggiore nei confronti della sicurezza.

#### **Output meccanismi locali software CDM DOLMEN**

Domanda sismica per l'intera parete:

SLV: 0.0842 a/g

SLD: 0.0648 a/g

Domanda sismica per primo livello:

SLV: 0.1658 a/g

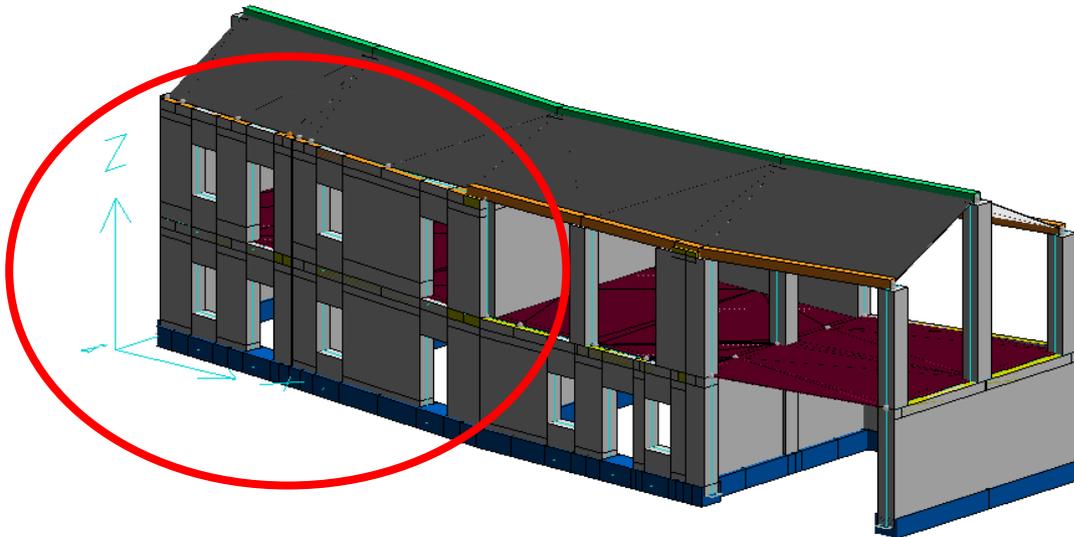
SLD: 0.1281 a/g

Domanda sismica per secondo livello:

SLV: 0.2372 a/g

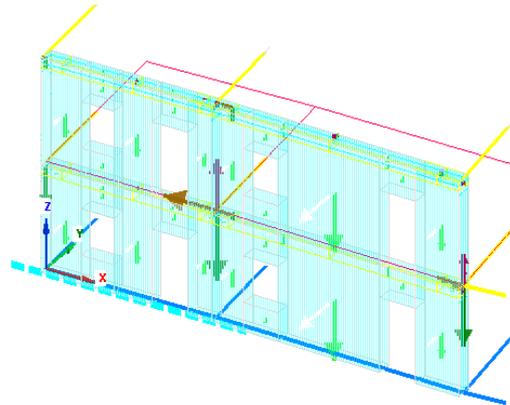
SLD: 0.1832 a/g

## PARETE 1



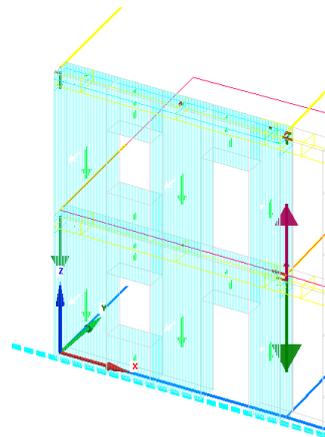
Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0498  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.59



Parete sinistra

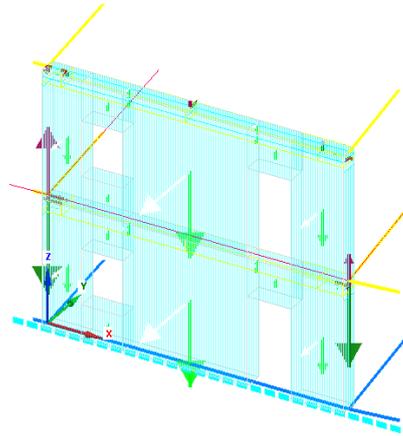
Moltiplicatore di collasso: 0.0674  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.80



Parete destra

Moltiplicatore di collasso: 0.0689

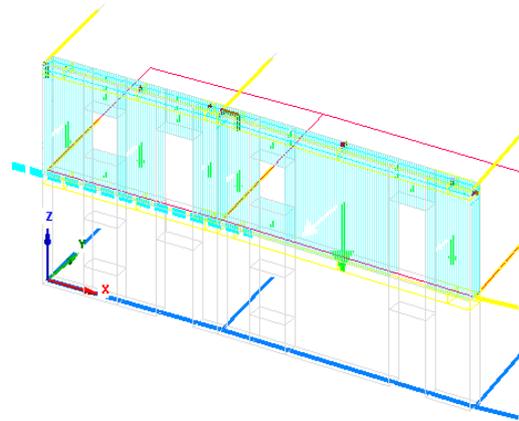
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.82



Intera parete primo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.0921

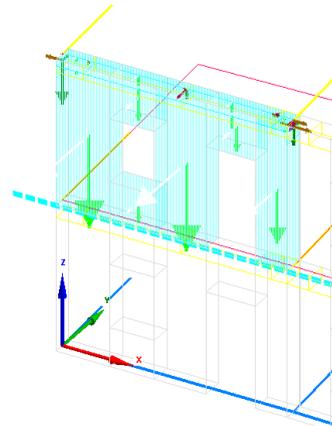
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.56



Parete sinistra primo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.1233

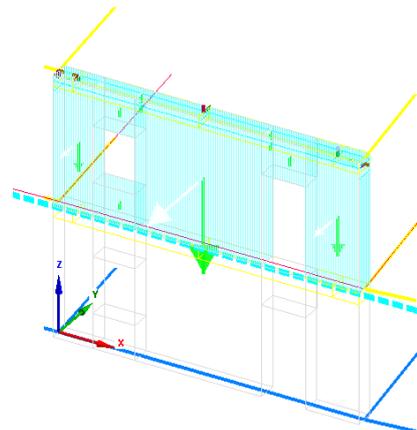
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.74



Parete destra primo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.1245

Coefficiente di sicurezza SLV: 0.76

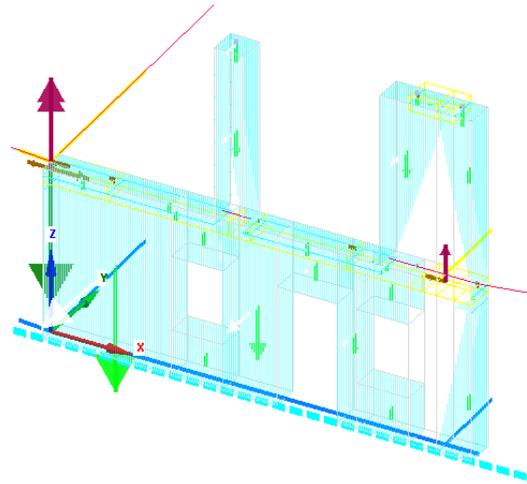


## PARETE 2



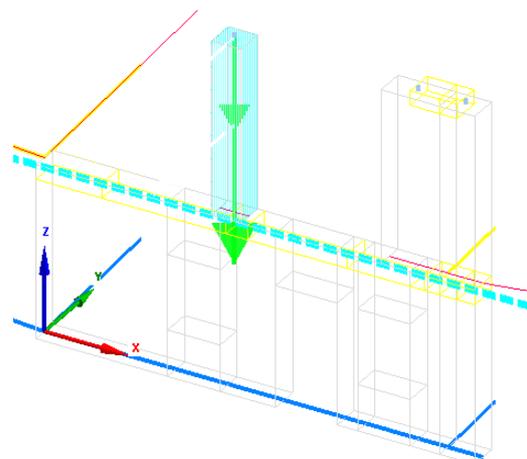
Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0912  
Coefficiente di sicurezza SLV: 1.08



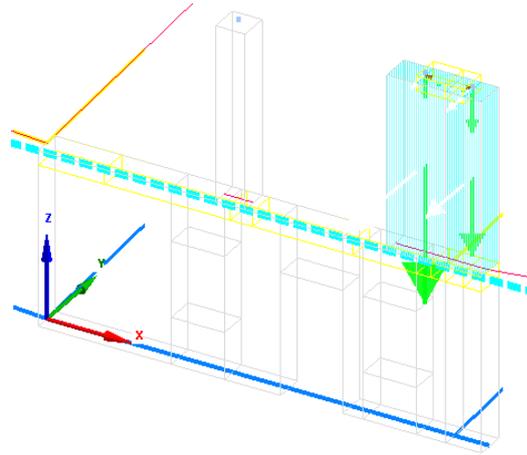
Primo livello pilastro 1

Moltiplicatore di collasso: 0.1186  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.75



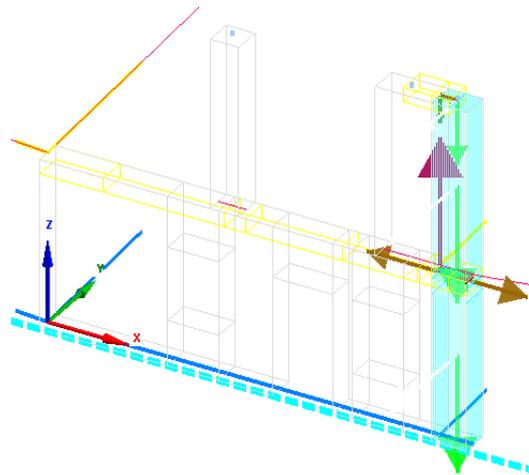
Primo livello pilastro 2

Moltiplicatore di collasso: 0.1263  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.79

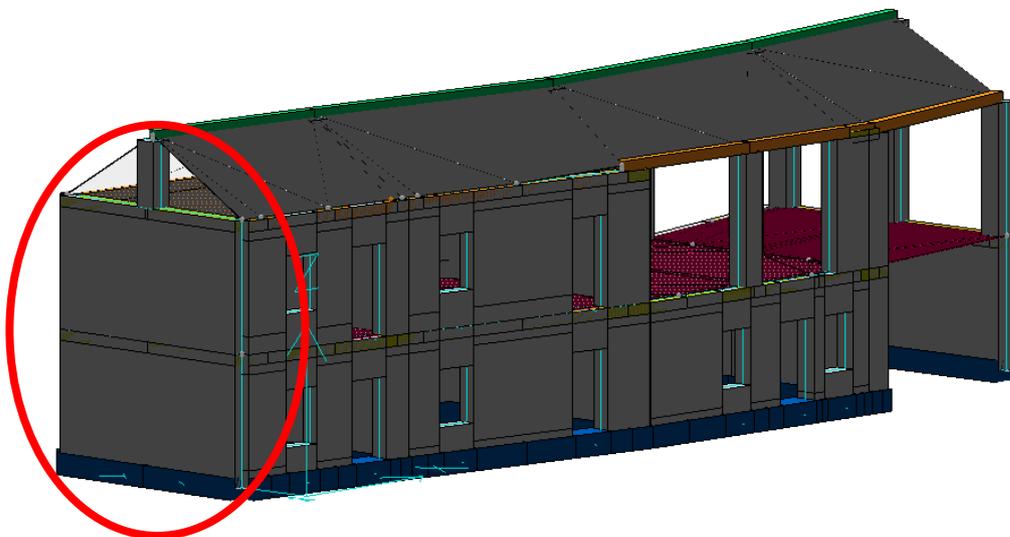


Primo livello pilastro tutta altezza

Moltiplicatore di collasso: 0.0580  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.69



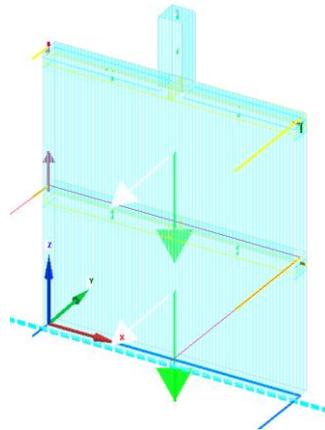
### **PARETE 3**



Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0686

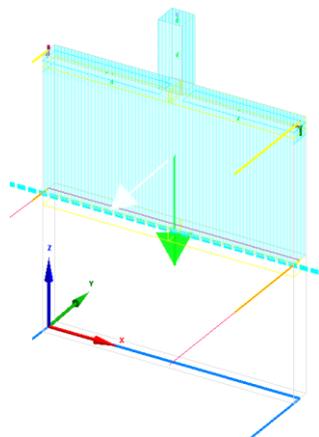
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.81



Primo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.1220

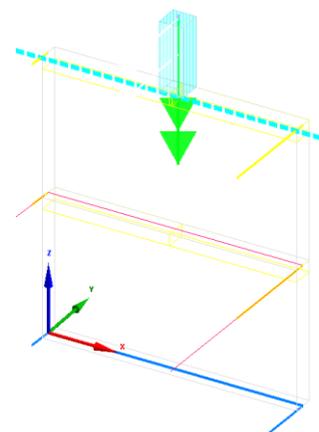
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.74



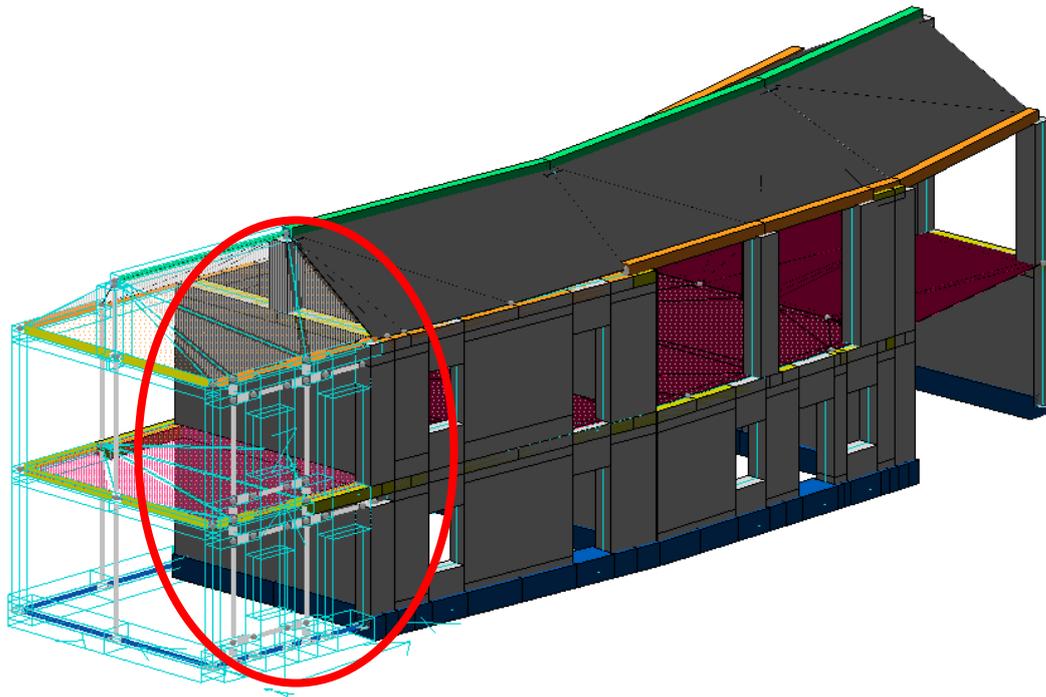
Secondo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.2217

Coefficiente di sicurezza SLV: 0.93

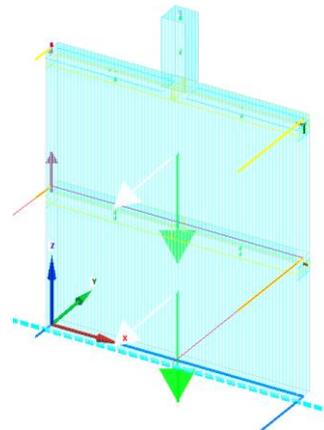


## PARETE 4



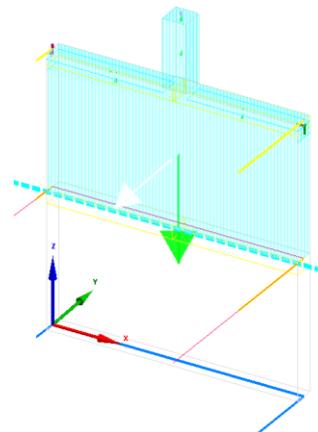
Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0797  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.95



Primo livello

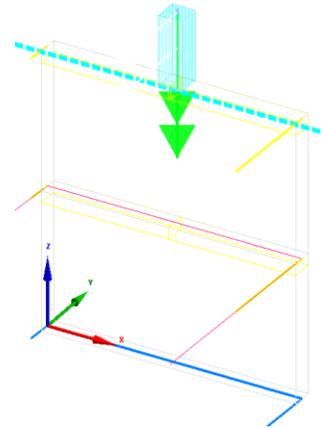
Moltiplicatore di collasso: 0.1340  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.81



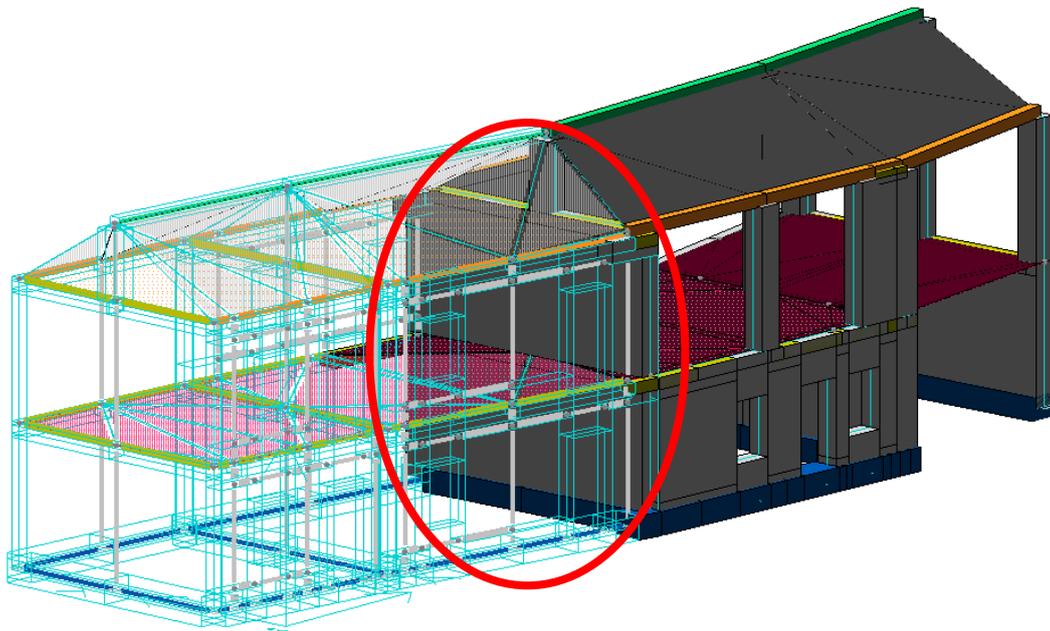
Secondo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.2029

Coefficiente di sicurezza SLV: 0.86



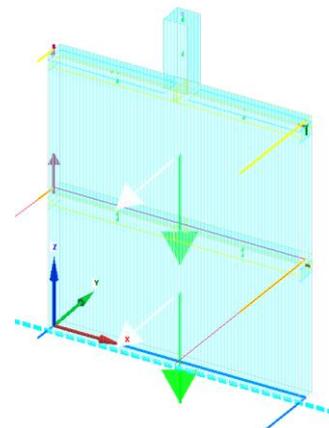
### **PARETE 5**



Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0716

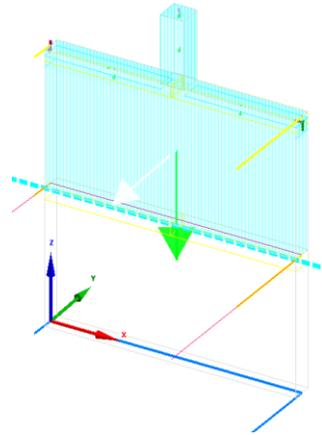
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.85



Primo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.1209

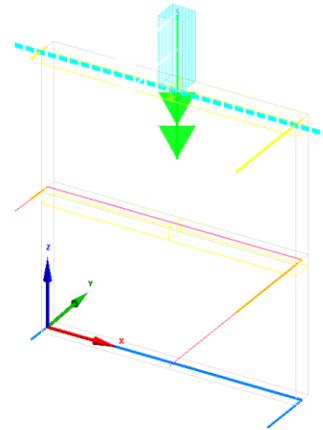
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.73



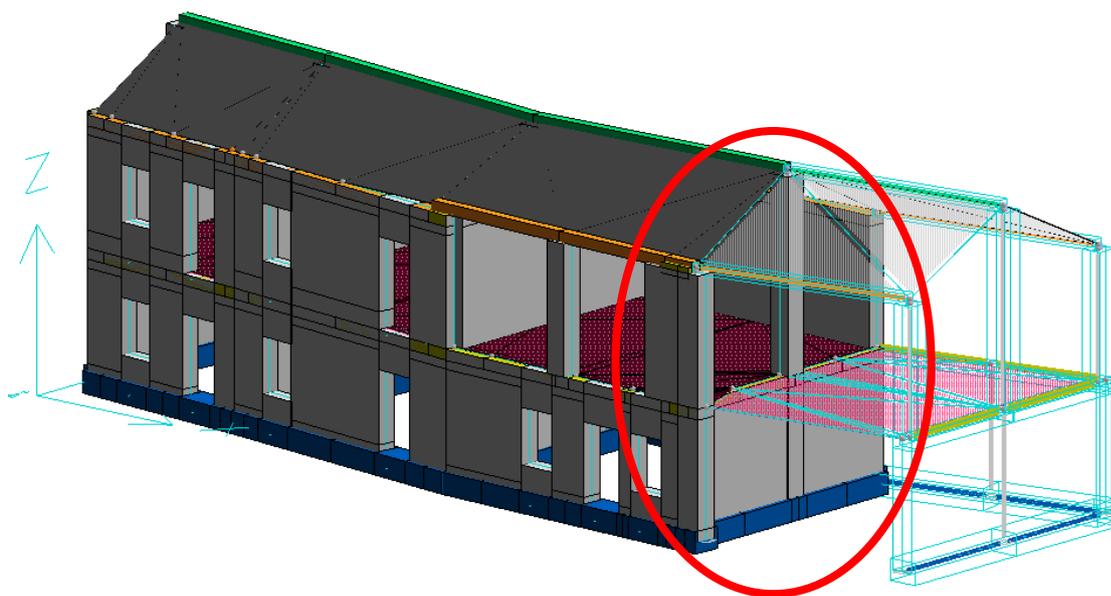
Secondo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.1823

Coefficiente di sicurezza SLV: 0.77



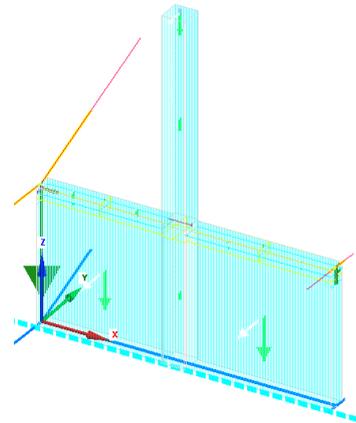
## PARETE 6



Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0862

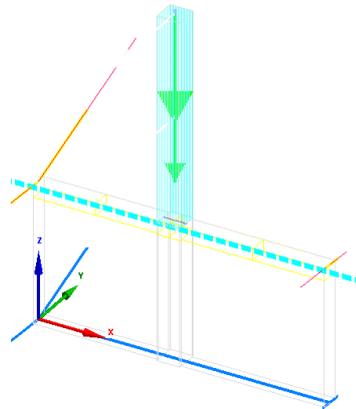
Coefficiente di sicurezza SLV: 1.02



Primo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.0682

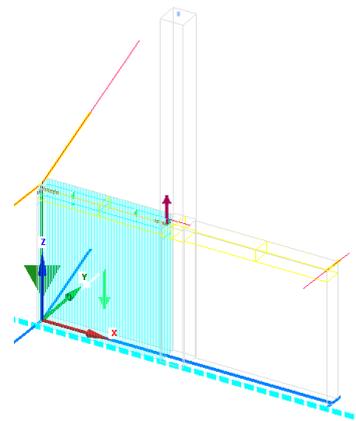
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.37



Parete sinistra

Moltiplicatore di collasso: 0.1273

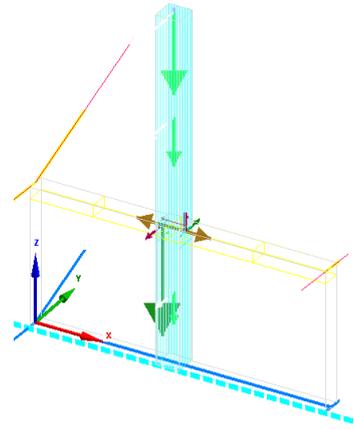
Coefficiente di sicurezza SLV: 1.51



Pilastro a tutta altezza

Moltiplicatore di collasso: 0.0451

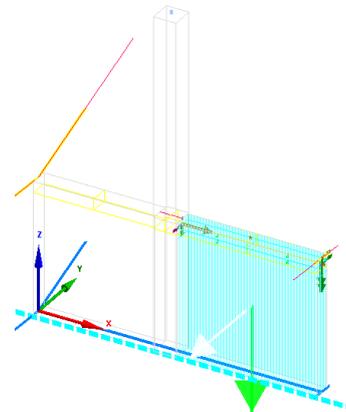
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.54



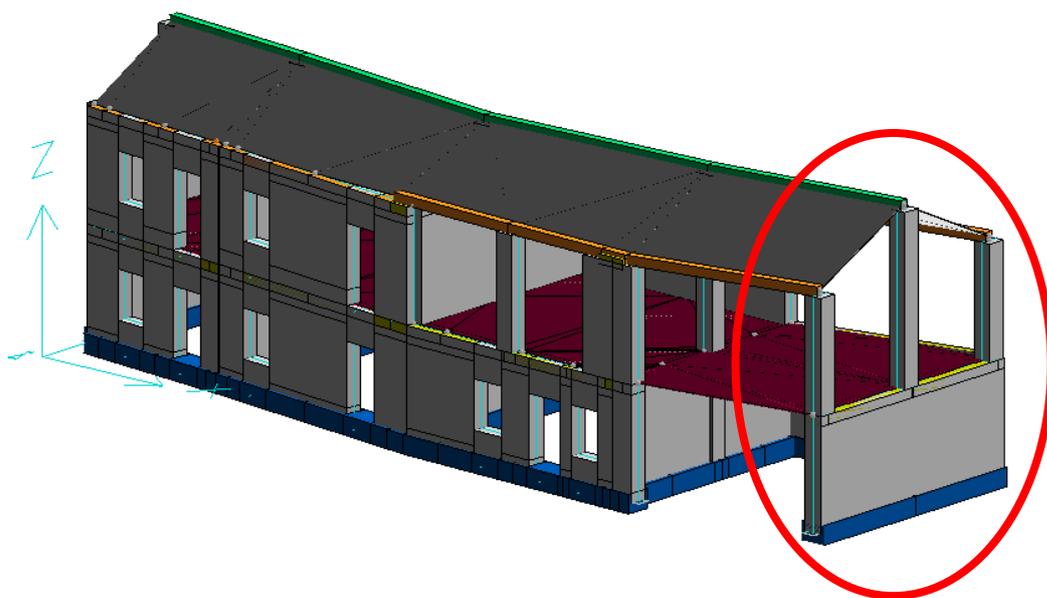
Parete destra

Moltiplicatore di collasso: 0.1456

Coefficiente di sicurezza SLV: 1.73



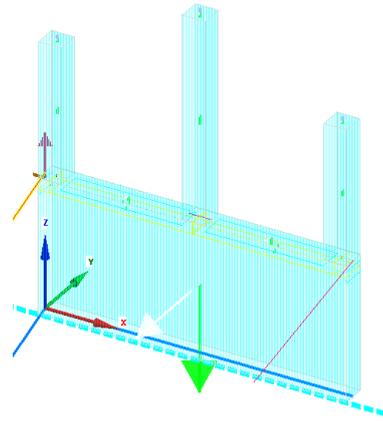
## **PARETE 7**



Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.1077

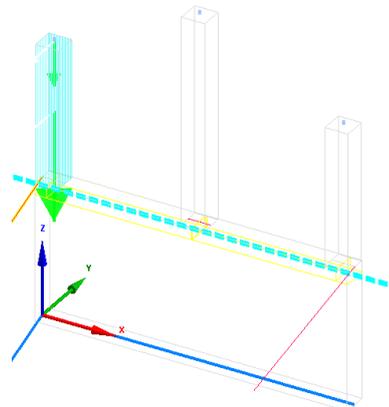
Coefficiente di sicurezza SLV: 1.28



Primo livello pilastro sinistra

Moltiplicatore di collasso: 0.1423

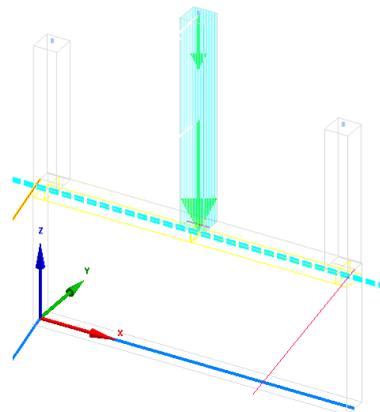
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.90



Primo livello pilastro centrale

Moltiplicatore di collasso: 0.0924

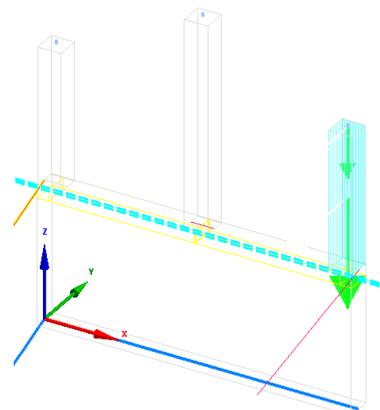
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.50



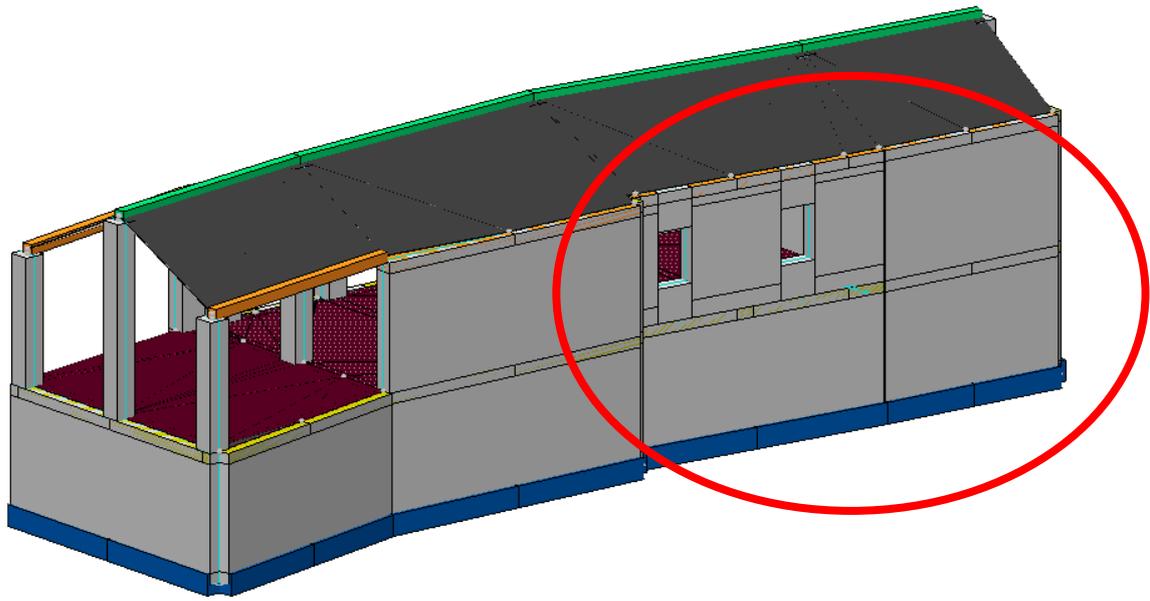
Primo livello pilastro destra

Moltiplicatore di collasso: 0.1397

Coefficiente di sicurezza SLV: 0.88

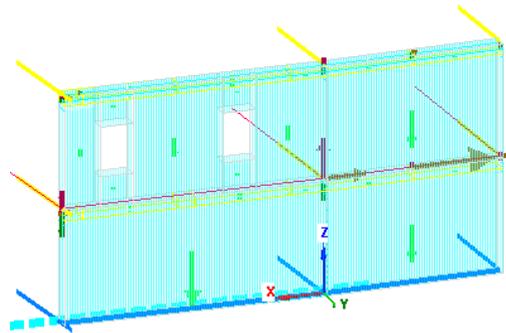


## PARETE 8



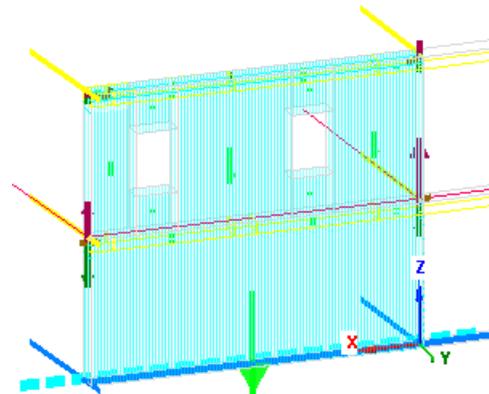
Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0599  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.71



Parete sinistra

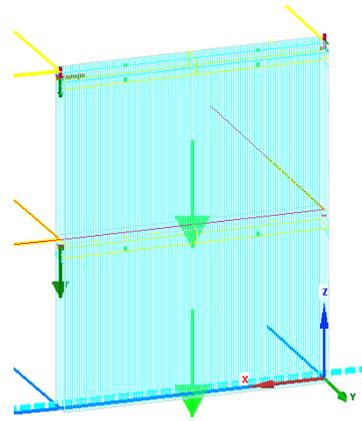
Moltiplicatore di collasso: 0.0715  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.85



Parete destra

Moltiplicatore di collasso: 0.0702

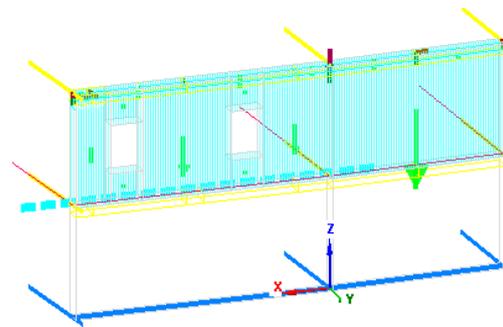
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.83



Primo livello intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.1075

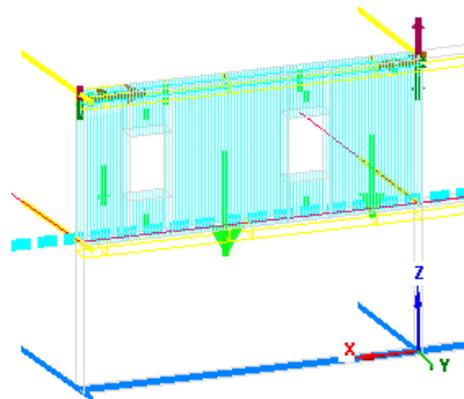
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.66



Primo livello parete sinistra

Moltiplicatore di collasso: 0.1277

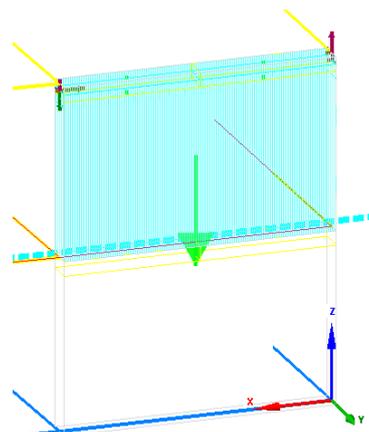
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.79



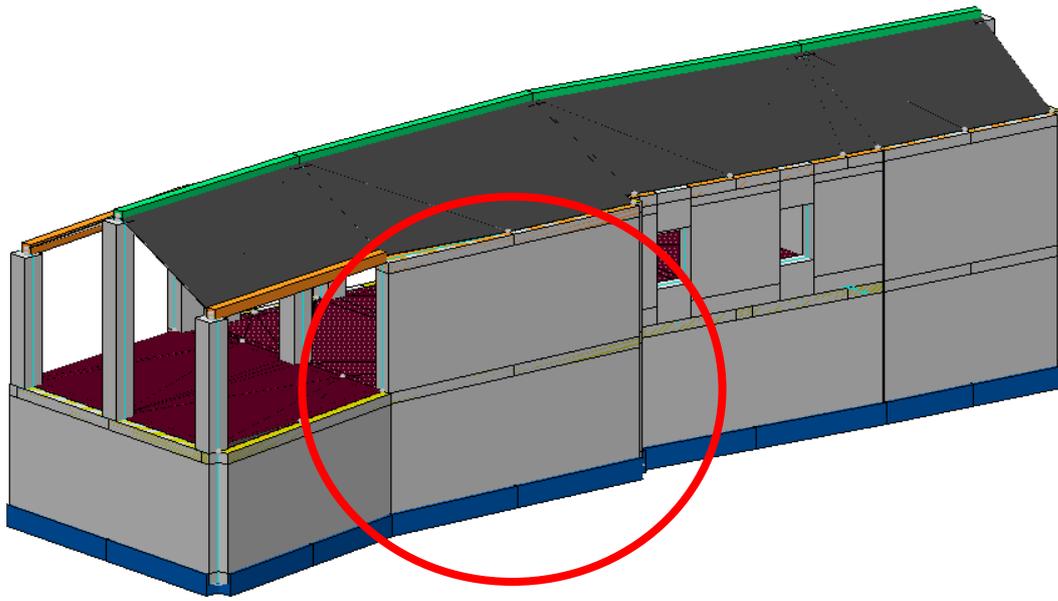
Primo livello parete destra

Moltiplicatore di collasso: 0.1324

Coefficiente di sicurezza SLV: 0.82

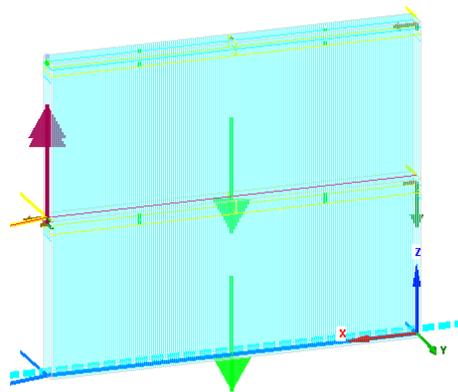


## PARETE 9



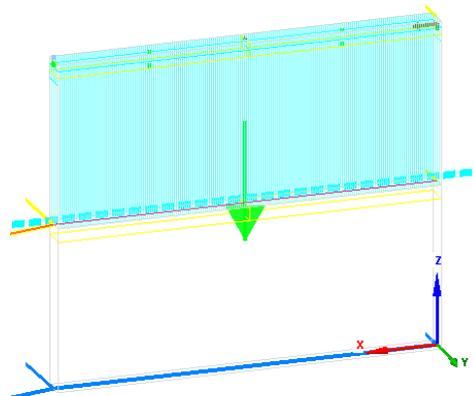
Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.0723  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.86

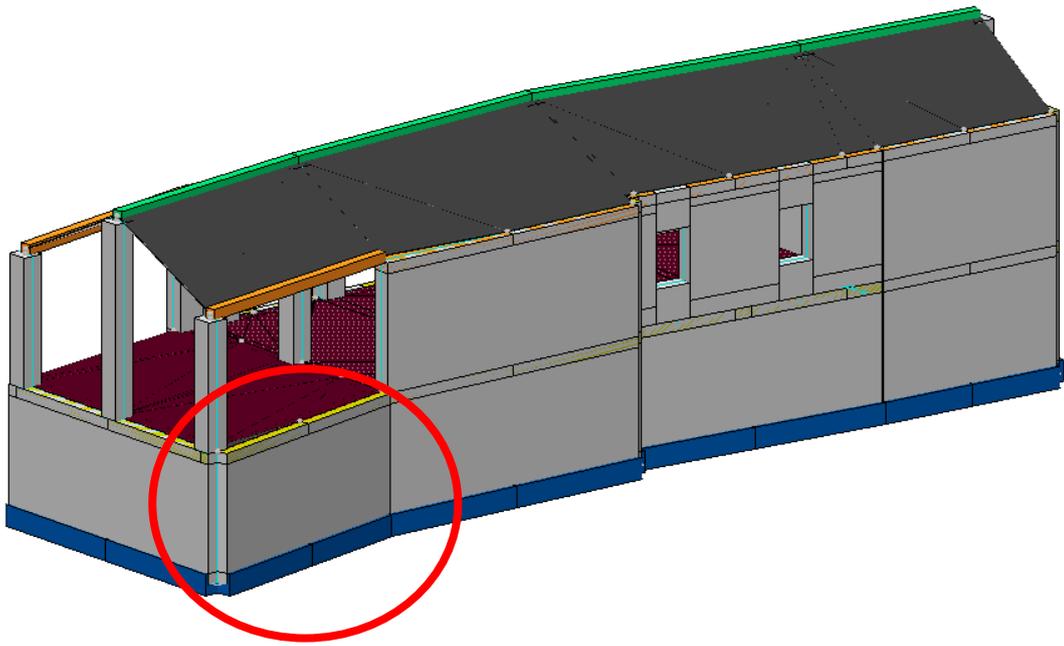


Primo livello

Moltiplicatore di collasso: 0.1333  
Coefficiente di sicurezza SLV: 0.82

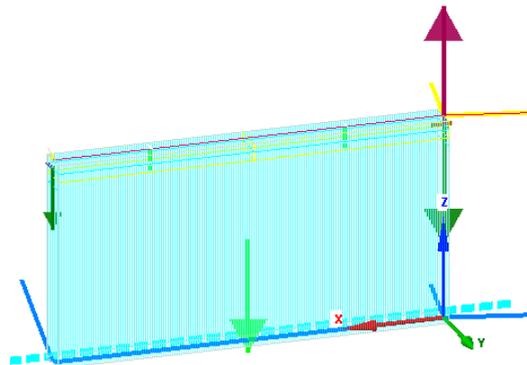


## PARETE 10



Intera parete

Moltiplicatore di collasso: 0.1358  
Coefficiente di sicurezza SLV: 1.61



### Conclusioni analisi meccanismi locali

Si riporta, prima di presentare le conclusioni riguardanti l'analisi dei meccanismi locali, una tabella contenente il valore minore del coefficiente di sicurezza allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV per ogni parete.

Tabella 4.12 – Riassunto coefficiente di sicurezza SLV.

	Coefficiente di sicurezza SLV
Parete 1	0,59
Parete 2	0,69
Parete 3	0,74
Parete 4	0,81
Parete 5	0,73
Parete 6	0,37
Parete 7	0,50
Parete 8	0,66
Parete 9	0,82
Parete 10	1,61

Dall'attenta analisi dei meccanismi locali è facile riscontrare una problematica nei confronti del ribaltamento semplice, generalizzata in quasi tutte le pareti della struttura. Infatti, ad esclusione della "parete 10", per tutte le altre murature o parti di esse, si è ricavato un coefficiente di sicurezza nei confronti del ribaltamento allo stato limite di salvaguardia della vita minore di 1. Ovviamente i risultati ottenuti sono notevolmente influenzati dalle approssimazioni e ipotesi svolte, infatti l'assunzione di collegamento nullo tra pareti perpendicolari e svincolo in sommità risulta essere molto conservativa.

Si noti inoltre non si è considerata una azione orizzontale derivata dalla spinta generata dal peso proprio del tetto in quanto si sono considerati i puntoni semplicemente appoggiati sulla trave di colmo in sommità e sul dormiente/trave inferiormente.

## **5. Interventi da effettuare per un miglioramento sismico**

Si esaminano in questo capitolo i possibili interventi che potrebbero essere utili per un miglioramento del comportamento della struttura sia da un punto di vista statico, che da un punto di vista dinamico (sismico).

Dalle analisi svolte sull'edificio nello stato attuale si evince che le principali problematiche da affrontare sono: l'esiguo o non efficace collegamento tra le pareti murarie, l'eccessiva deformabilità dei solai e la scarsa qualità dei materiali in opera.

Verranno confrontati, quindi, i risultati che si otterranno a seguito delle ipotesi di intervento con quelli già ottenuti con le analisi dell'edificio nello stato di fatto.

Dapprima verrà stimato il contributo attribuibile agli interventi di connessione tra le murature disposte perpendicolarmente, di collegamento dei pilastri isolati con la restante struttura e, infine, di consolidamento ed irrigidimento dei solai e del tetto. Successivamente si valuterà la condizione finale comprensiva di tutti quegli interventi necessari per un miglioramento del comportamento strutturale nei confronti del sisma.

### **5.1. Interventi per ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai**

I solai dell'edificio in esame differiscono tra loro in base alla tipologia costruttiva, ed in particolare sono state rilevate tre diverse tipologie di orizzontamenti: solaio in voltini in mattone forato con travetti in acciaio IPN160 x 75; solaio costituito da travi in legno, travicelli e pannelle in laterizio; solaio in legno a semplice orditura costituito da travi principali e tavolato. Si riportano di seguito le metodologie di intervento corrispondenti ai tre differenti schemi di solaio.

#### **5.1.1. Interventi su solaio a struttura metallica con voltini in laterizio**

L'irrigidimento di solai a struttura metallica con interposti elementi in laterizio (putrelle e voltine o tavelloni), può essere realizzata tramite una soletta in calcestruzzo armato adeguatamente collegata con il solaio originario.

Tale soluzione consta nelle seguenti fasi d'esecuzione:

- Rimozione del pavimento e di tutto il materiale di riempimento per arrivare all'estradosso delle voltine;
- Inserimento di un'armatura sagomata in modo tale da seguire l'andamento delle voltine;
- Disposizione e saldatura dei connettori al di sopra dei profili in acciaio;
- Connessione con la muratura perimetrale tramite perforazioni armate;
- Disposizione di rete elettrosaldata;
- Getto di calcestruzzo dello spessore di almeno 5 cm.

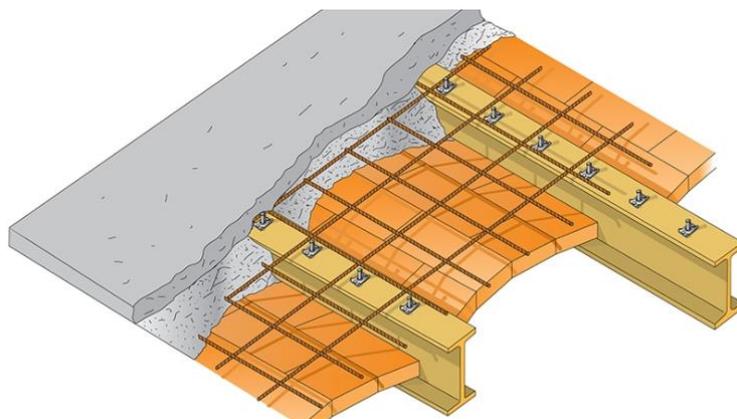


Immagine 5.1 – Consolidamento solaio a struttura metallica con interposti elementi in laterizio tramite soletta in c.a. collaborante. Immagine tratta dal sito [www.tecnaria.com](http://www.tecnaria.com) [17].

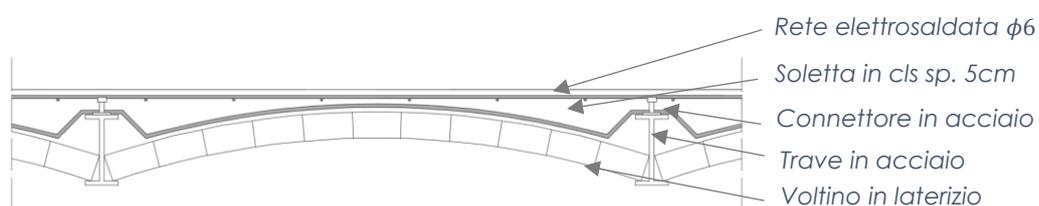


Immagine 5.2 - Consolidamento solaio a struttura metallica con interposti elementi in laterizio tramite soletta in c.a. collaborante. Sezione trasversale.

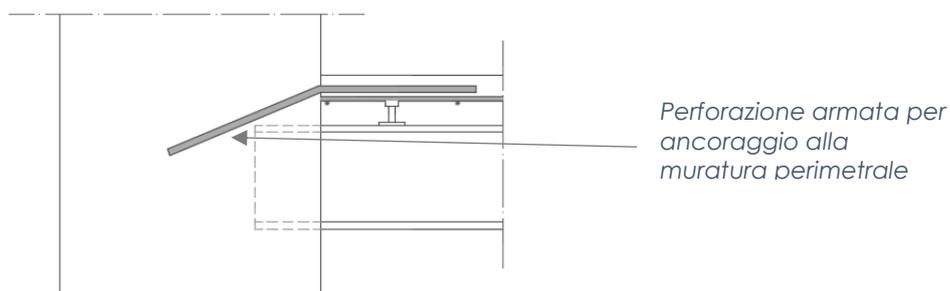


Immagine 5.3 - Consolidamento solaio a struttura metallica con interposti elementi in laterizio tramite soletta in c.a. collaborante. Connessione con la muratura perimetrale.

### 5.1.2. Interventi su solaio composto da travi in legno e pannelle in cotto

L'irrigidimento per solai composti da travi in legno e pannelle di cotto, può essere raggiunto tramite interventi all'estradosso con sottili caldane armate in calcestruzzo alleggerito, opportunamente collegate alle murature perimetrali ed alle travi in legno.

Questo metodo consiste nella realizzazione travetti in calcestruzzo armato in corrispondenza delle travi in legno e soletta in calcestruzzo alleggerito armata con rete elettrosaldata del diametro di 6 mm e maglia 20x20 cm.

La collaborazione tra la soletta ed il solaio in legno ad orditura semplice è realizzata tramite connettori ancorati alle travi e disposti in maniera omogenea su tutto il solaio.

La soletta deve essere collegata alle pareti perimetrali tramite delle perforazioni armate di adeguato diametro poste ogni 50 cm circa. Le barre di ancoraggio inserite all'interno della muratura devono proseguire all'interno della soletta per una lunghezza tale da consentirne l'adeguato fissaggio.

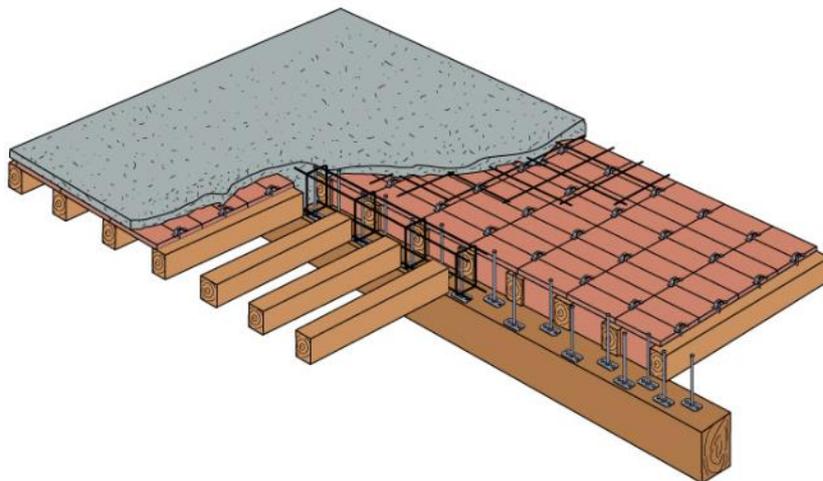


Immagine 5.4 – Consolidamento tramite soletta in c.a. collaborante di solaio costituito da travi, travetti e pianelle in cotto. Immagini tratte dal sito [www.tecnaria.com](http://www.tecnaria.com). [17].

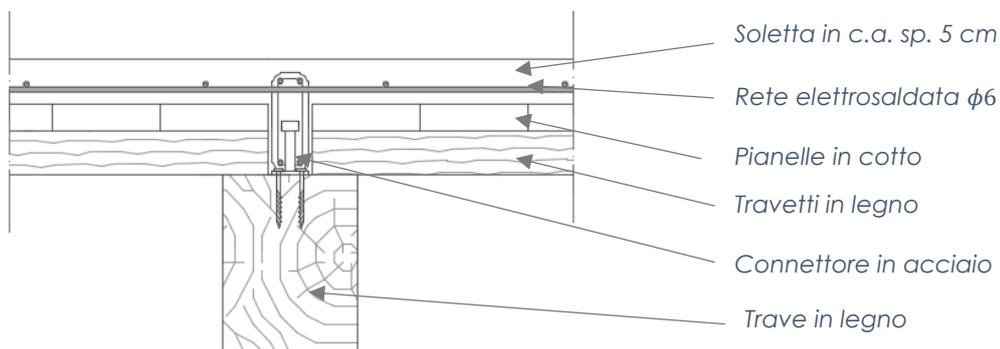


Immagine 5.5 – Consolidamento tramite soletta in c.a. collaborante di solaio costituito da travi, travetti e pianelle in cotto. Sezione trasversale.

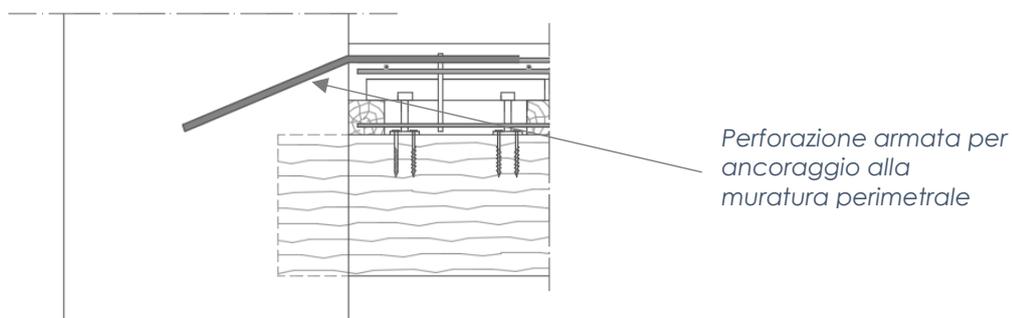


Immagine 5.6 – Consolidamento tramite soletta in c.a. collaborante di solaio costituito da travi, travetti e pianelle in cotto. Connessione con la muratura perimetrale.

### **5.1.3. Interventi su solaio in legno a semplice orditura**

Per ottenere un limitato irrigidimento del solaio in legno ad orditura semplice una soluzione può essere quella di fissare un secondo tavolato su quello esistente disposto con andamento ortogonale o inclinato. I due ordini di tavolato devono essere resi collaboranti alle travi principali per mezzo di perni. Così facendo viene limitata anche la deformabilità flessionale ed inoltre si aumenta la resistenza. Con tale tecnica si conserva la struttura lignea del solaio non aumentando in modo eccessivo il peso proprio dello stesso.

In alternativa un notevole irrigidimento e consolidamento del solaio in legno ad orditura semplice può essere ottenuto mediante la tecnica di rinforzo con soletta collaborante in calcestruzzo di spessore minimo di 5 cm. Essa deve essere resa cooperante con travi mediante connettori in acciaio.

Rispetto alla tecnica precedente (disposizione di un secondo tavolato in direzione ortogonale a quello esistente), con il getto in calcestruzzo si realizza un maggiore irrigidimento nel piano del solaio, tuttavia l'incremento di peso proprio è notevole se confrontato con l'altra soluzione.

Nel caso di solai a semplice orditura, dovrà essere curato il collegamento con le pareti realizzandolo, ad esempio, con profili metallici fissati al tavolato ed ancorati alla muratura. Nel caso in esame si è deciso di consolidare il suddetto solaio tramite la realizzazione di una soletta in calcestruzzo resa collaborante, per mantenere la continuità dell'intervento rispetto i solai limitrofi. Tale tecnica consiste nel getto di una soletta di calcestruzzo dello spessore di almeno 5 cm armata con rete elettrosaldada del diametro di 6 mm e maglia 20x20 cm.

La collaborazione tra la soletta ed il solaio in legno ad orditura semplice è realizzata tramite connettori ancorati alle travi e disposti in maniera omogenea su tutto il solaio. È necessaria la messa in opera di un telo impermeabile per evitare il danneggiamento del tavolato in legno sottostante per mano del calcestruzzo.

La soletta deve essere collegata alle pareti perimetrali tramite delle perforazioni armate di adeguato diametro poste ogni 50 cm circa. Le barre di ancoraggio inserite all'interno della muratura devono proseguire all'interno della soletta per una lunghezza tale da consentirne l'adeguato fissaggio.

Si utilizzerà questa tipologia di intervento solo sui solai in legno ad orditura semplice posti al piano primo, i controsoffitti in legno ad orditura semplice non verranno rinforzati.

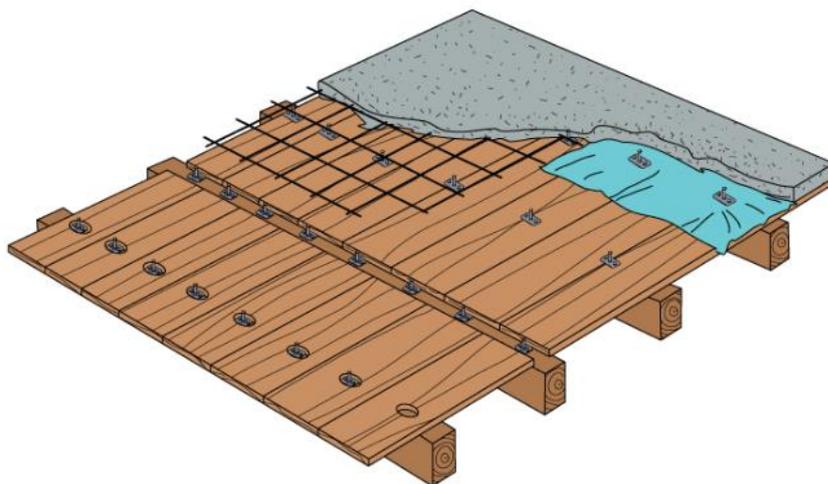


Immagine 5.7 – Irrigidimento solaio in legno ad orditura semplice tramite getto in calcestruzzo reso collaborante. Immagine tratta dal sito [www.tecnaria.com](http://www.tecnaria.com). [17].

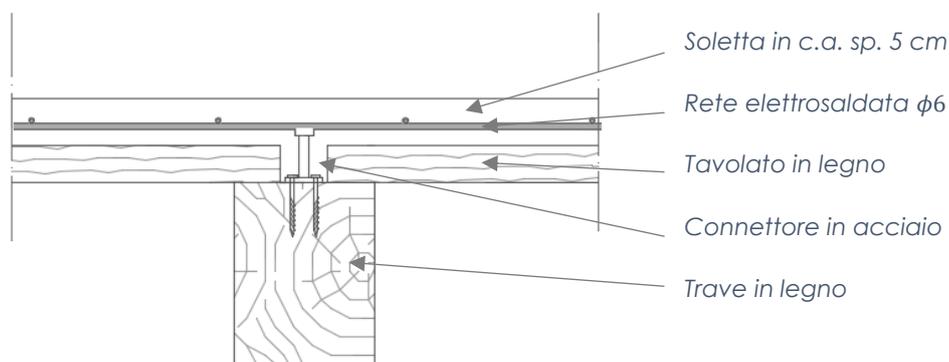


Immagine 5.8 – Consolidamento tramite soletta in c.a. collaborante di solaio costituito da travi, travetti e pianelle in cotto. Sezione trasversale.

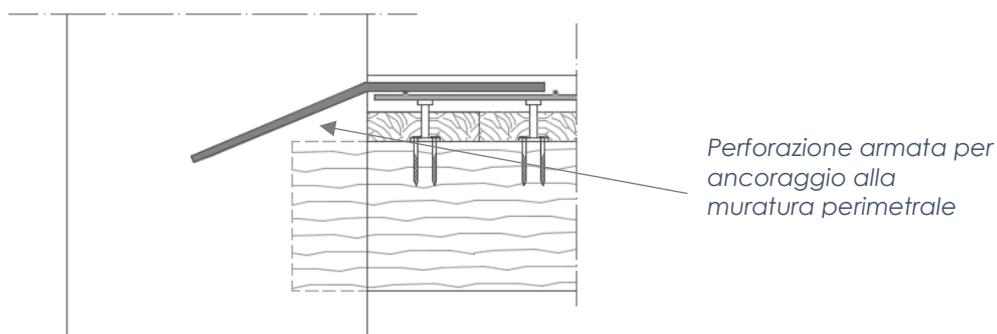


Immagine 5.9 – Consolidamento tramite soletta in c.a. collaborante di solaio costituito da travi, travetti e pianelle in cotto. Connessione con la muratura perimetrale.

In alternativa a tale intervento, come già proposto in precedenza, è possibile disporre un secondo tavolato sull'estradosso del primo, orientato in direzione perpendicolare o inclinato rispetto al precedente. Dovrà essere realizzato un collegamento tra le due orditure di tavolato, tra queste ultime e le travi principali, ed infine tra lo stesso solaio in legno e la muratura perimetrale. I primi due possono realizzarsi semplicemente con perni o viti mentre

il collegamento con la muratura perimetrale può concretizzarsi con la messa in opera di un profilo ad L collegato ai tavolati in legno tramite bullonatura e alla parete perimetrale mediante una barra filettata passante ed ancorata sul lato opposto della muratura.

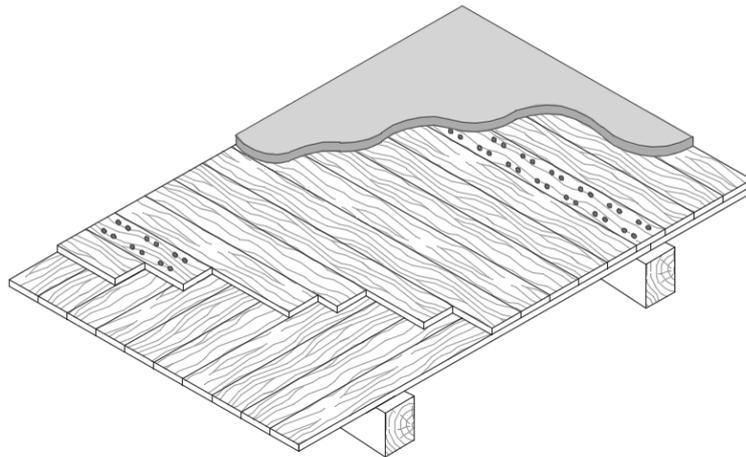


Immagine 5.10 – Irrigidimento solaio in legno ad orditura semplice tramite la disposizione di un secondo tavolato disposto ortogonalmente.

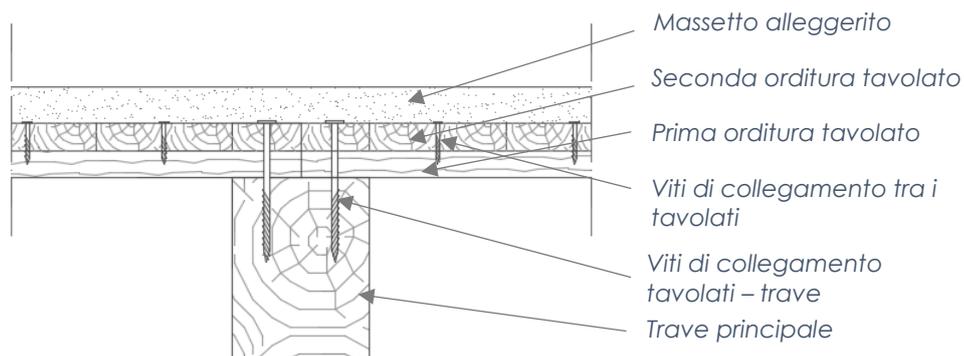


Immagine 5.11 – Irrigidimento solaio in legno ad orditura semplice tramite la disposizione di un secondo tavolato disposto ortogonalmente. Sezione trasversale.

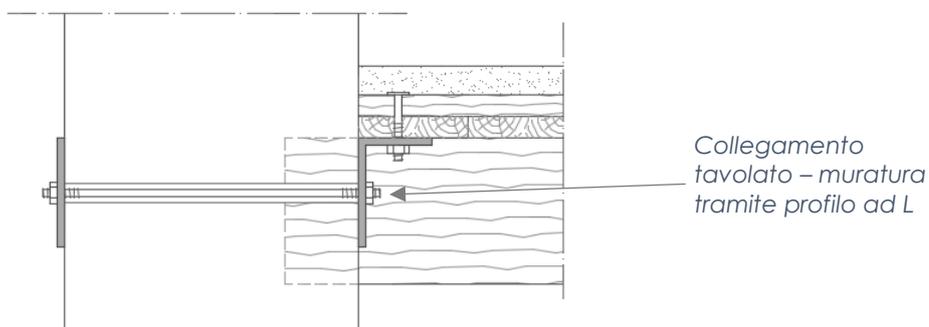


Immagine 5.12 – Irrigidimento solaio in legno ad orditura semplice tramite la disposizione di un secondo tavolato disposto ortogonalmente. Collegamento con la muratura perimetrale.

## 5.2. Interventi per ridurre l'eccessiva deformabilità del tetto

Al fine di irrigidire la struttura del tetto in legno composta da travetti disposti in direzione longitudinale ancorati su puntoni poggianti sulla trave di colmo superiormente e sul dormiente o trave inferiormente, si prescrive l'aumento del numero di puntoni al fine di diminuirne l'interasse e renderlo regolare, nonché la predisposizione di una doppia orditura di tavolato in legno dello spessore di almeno 3 cm l'uno, poggiante direttamente sui puntoni e ad essi collegato tramite apposite viti.

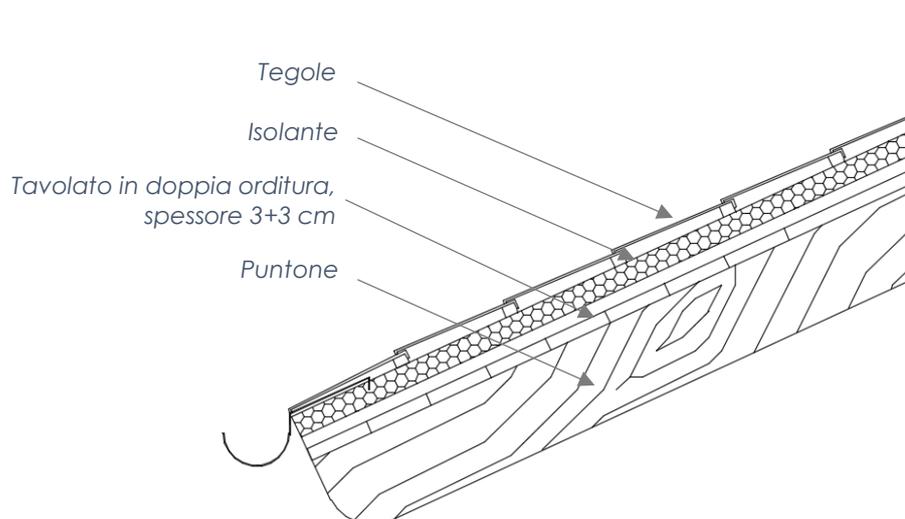


Immagine 5.13 – Consolidamento tetto tramite tavolato in doppia orditura.

## 5.3. Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti

Si mostreranno in questo paragrafo i possibili interventi per ridurre le carenze dei collegamenti presenti nella struttura in esame. Si precisa che non avendo potuto eseguire saggi o indagini per verificare l'effettiva mancanza di connessione, nel progettare gli interventi atti ad assicurare un comportamento d'insieme dell'intero fabbricato, ci si è posti nella condizione più sfavorevole, cioè inefficace collegamento in ogni parte della struttura.

### 5.3.1. Ammorsamento nella muratura delle teste delle travi in legno

Un parziale collegamento del solaio con la muratura perimetrale si produce già con i precedenti interventi di consolidamento dei solai per mezzo dei connettori inseriti nella muratura e immersi nella soletta in calcestruzzo armato.

Per evitare lo sfilamento delle travi in legno un metodo efficace è quello di utilizzare un profilo ad L in acciaio posto ai due lati della trave, collegato ad essa tramite bullonatura ed alla muratura per mezzo di un tassello saldamente ancorato (es. ancoraggio con apposite malte di tipo epossidico) o una barra filettata passante ed ancorata ad una

piastra posta sul lato opposto della muratura qualora la resistenza della muratura non sia sufficiente.

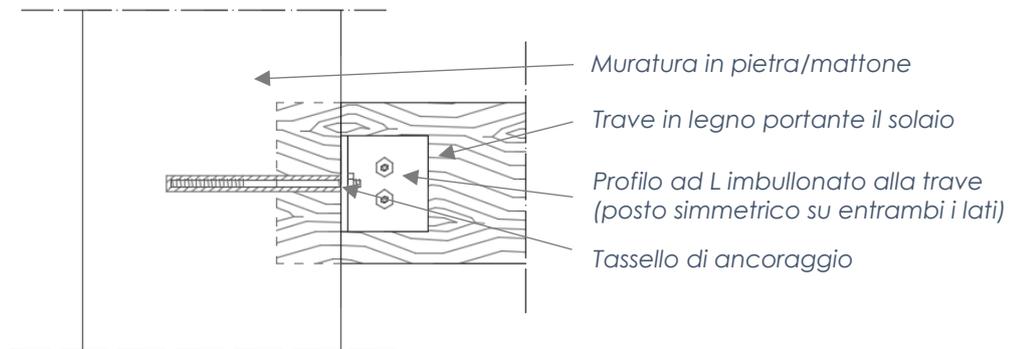


Immagine 5.14 – Ancoraggio trave in legno alla muratura per evitare lo sfilamento mediante ancoraggio.

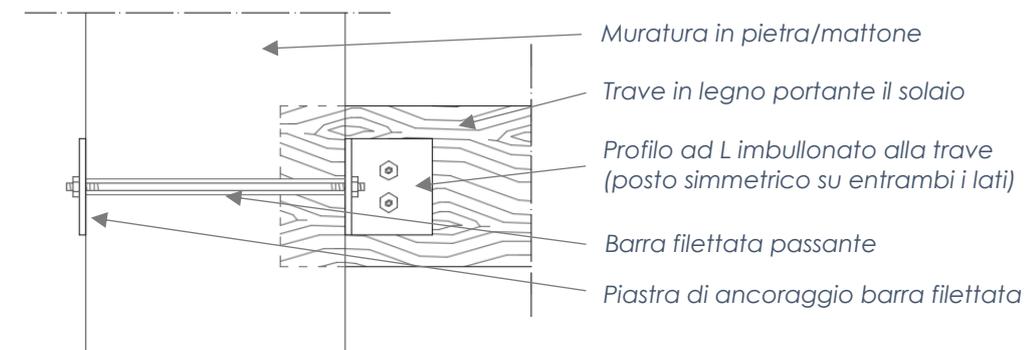


Immagine 5.15 – ancoraggio trave in legno alla muratura per evitare lo sfilamento mediante barra passante ancora a piastra.

### 5.3.2. Connessione delle pareti murarie a livello del piano intermedio

L'efficace collegamento tra le pareti murarie a livello del piano intermedio può concretizzarsi per mezzo di molteplici interventi più o meno invasivi. Può realizzarsi, ad esempio, tramite dei cordoli in muratura armata, profili in acciaio o calcestruzzo armato. Tuttavia, queste soluzioni risultano fortemente invasive, dovendo eliminare parte della muratura o il solaio tuttora presente.

L'intervento che risponde in maniera ideale alle richieste di efficace collegamento tra le murature poste ortogonali e limitata incidenza sulla struttura è l'inserimento di tiranti metallici disposti a livello del solaio in corrispondenza delle pareti portanti ed ancorati alle murature mediante capochiave.

I tiranti vengono affiancati su entrambi i lati delle murature portanti disposte in direzione Y e ancorati alla parete frontale ed alla parete posteriore.

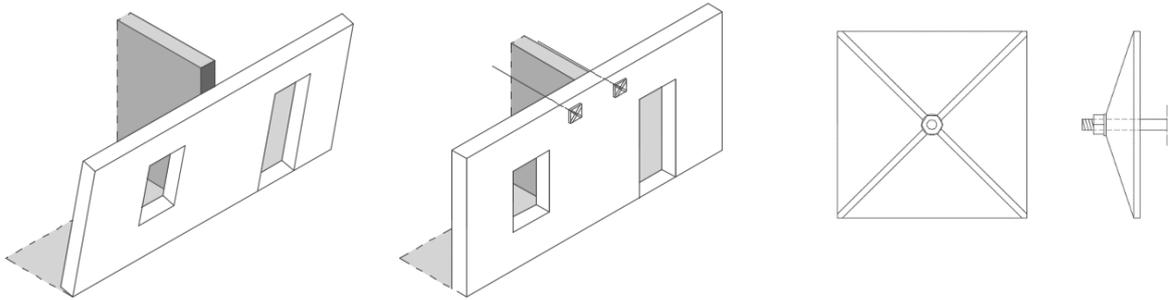


Immagine 5.16 – Disposizione dei tiranti ai lati della parete portante ed esempio di capochiave.

### 5.3.3. Connessione delle pareti murarie in sommità

In sommità alla parete la trattazione effettuata al paragrafo precedente riguardo l'invasività degli interventi decade alquanto, infatti, la demolizione e ricostruzione di un cordolo sommitale risulta estremamente più semplice e quindi realizzabile qualora si disponga il completo ripristino della copertura, che nel caso in esame risulta in pessime condizioni. Si ritiene di dovere sottolineare che anche l'intervento tramite tiranti risponderebbe a pieno allo scopo di collegare le pareti murarie ed evitare il loro ribaltamento, tuttavia, la messa in opera di cordoli di sommità oltre a realizzare una efficace connessione tra le murature, permette di ottenere un consolidamento della parte sommitale sulla quale ancorare saldamente il dormiente e di conseguenza la struttura del tetto.

I cordoli possono essere realizzati tramite muratura armata, profili in acciaio disposti su entrambi i lati della parete o in calcestruzzo armato. Le prime due soluzioni rispetto all'ultima non apportano eccessivi aumenti del peso proprio che risultano dannosi in quanto producono elevate sollecitazioni tangenziali tra cordolo e muratura con disgregazione di quest'ultima.

Nel caso in esame si è scelta come soluzione la realizzazione di un cordolo in muratura armata (*immagine 5.14-5.15*) in sommità a tutte le murature portanti.

Questo tipo di cordolo si distingue rispetto a quelli in cemento armato nel principio costruttivo, infatti esso contiene le stesse armature prescritte dalle norme per un cordolo in c.a., ma viene realizzato a strati e non attraverso un getto di calcestruzzo. Così facendo si riduce la resistenza a taglio fra un filare e l'altro rendendo l'elemento strutturale più flessibile. Tipicamente i mattoni vengono posti a strati come mostrato nell'*immagine 5.15* in modo da consentire il posizionamento delle armature ed una adeguata connessione tra i paramenti. Infine, si procede con il getto per riempire i vuoti e rendere collaboranti le armature con la muratura.

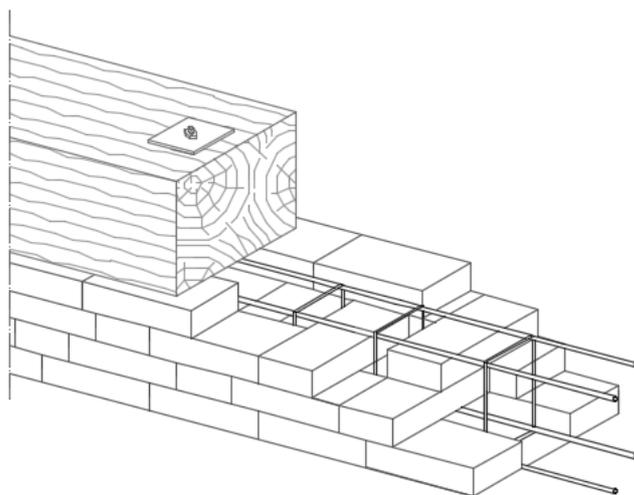


Immagine 5.17 – Cordolo in muratura armata

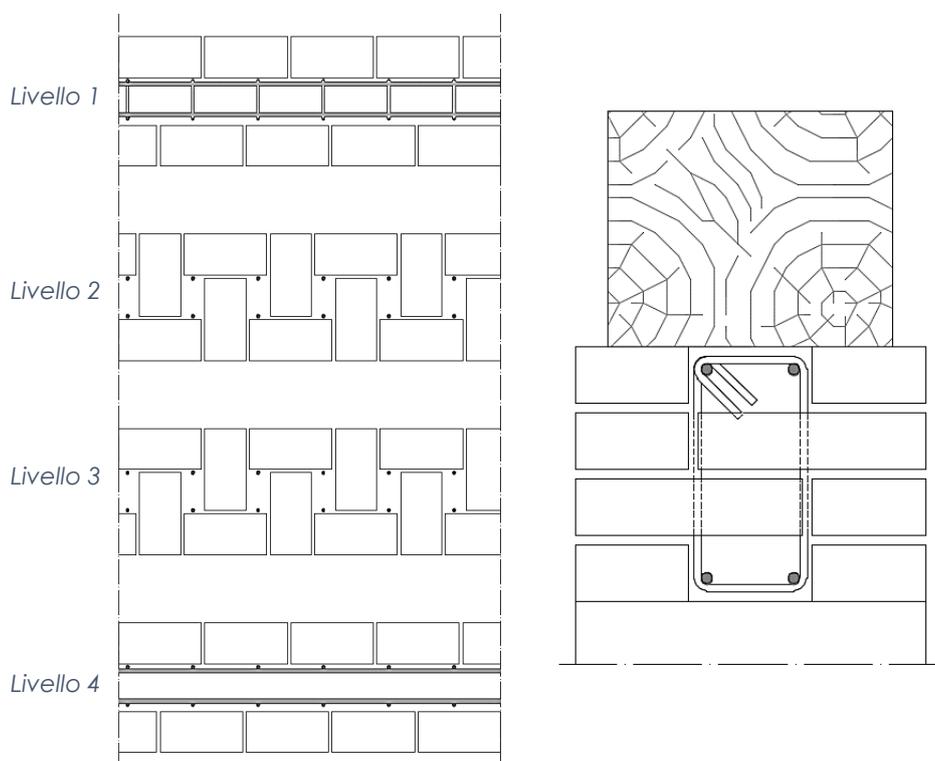


Immagine 5.18 – Disposizione mattoni per la messa in opera del cordolo in muratura armata.

Qualora non si possa intervenire con la completa ricostruzione della muratura in sommità e della copertura soprastante, un efficace collegamento e consolidamento può essere realizzato per mezzo della esecuzione di un cordolo di sommità tramite la messa in opera di due profili in acciaio, disposti su entrambi i lati della muratura e collegati tra loro per mezzo di una barra filettata passante ed infine iniettando la muratura per completare il consolidamento (immagine 5.16).

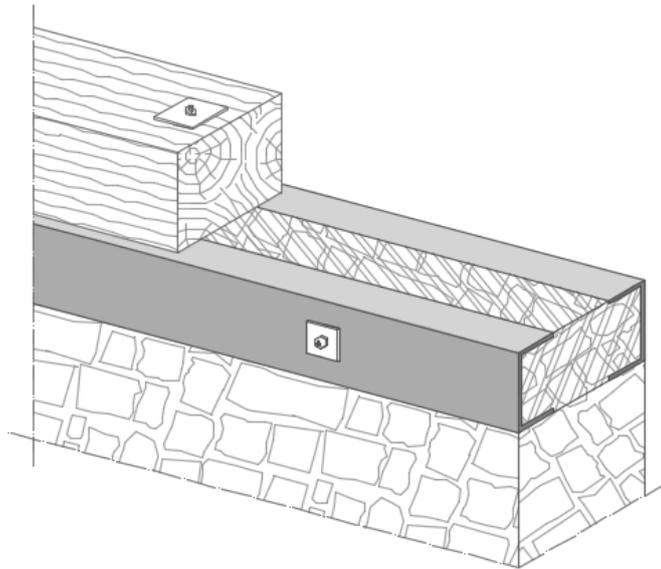


Immagine 5.19 – Cordolo realizzato con profili in acciaio e iniezione della muratura.

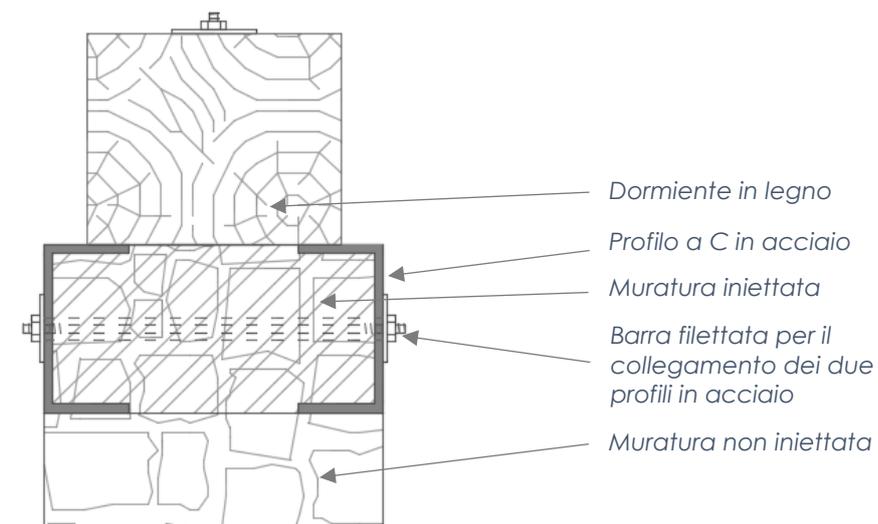
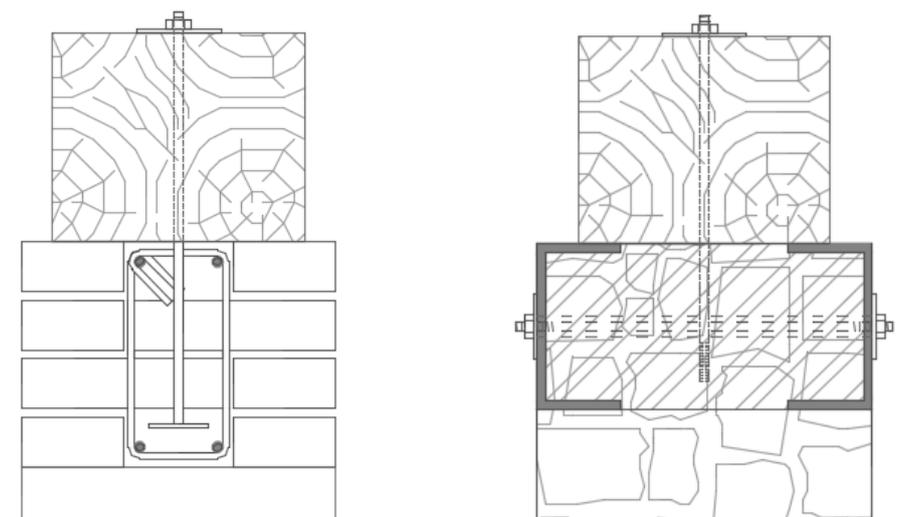


Immagine 5.20 – Cordolo realizzato con profili in acciaio e iniezione della muratura.

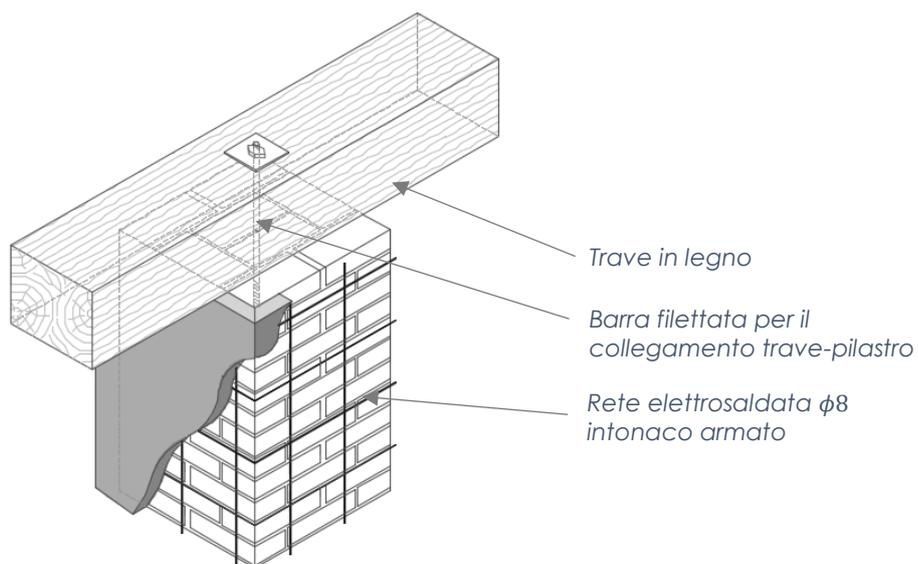
Si deve infine valutare il collegamento tra il dormiente e il cordolo in muratura armata. Una soluzione potrebbe essere quella di disporre ad interassi costanti (di circa 1 m) un tirafondo che sia imbullonato al di sopra della trave, la attraversi e si vada ad ancorare saldamente al cordolo in muratura armata o consolidata tramite iniezione per mezzo di un piattello terminale affogato nel calcestruzzo, nel primo caso, oppure con semplice inserimento nella muratura per un tratto sufficiente a garantire il fissaggio (immagine 5.18).



*Immagine 5.21 – Connessione cordolo sommitale della muratura – dormiente tramite tirafondo con piattello terminale o iniettato chimicamente.*

Per quanto riguarda il consolidamento della zona terminale dei pilastri singoli non può essere fatto un discorso analogo in quanto la sezione in cui si ha il cambio di rigidità diverrebbe, soggetta all'azione del sisma, un punto estremamente fragile. È quindi evidente che nel caso dei pilastri sia necessario un irrigidimento e consolidamento dell'intero elemento strutturale. Questo può realizzarsi tramite cerchiatura o foderando l'intero pilastro con intonaco armato. Nel caso in esame si è scelta la seconda soluzione, cioè foderare il pilastro con una rete elettrosaldata di diametro 6 mm ed intonacare con malte idonee in modo da consolidare l'intero pilastro.

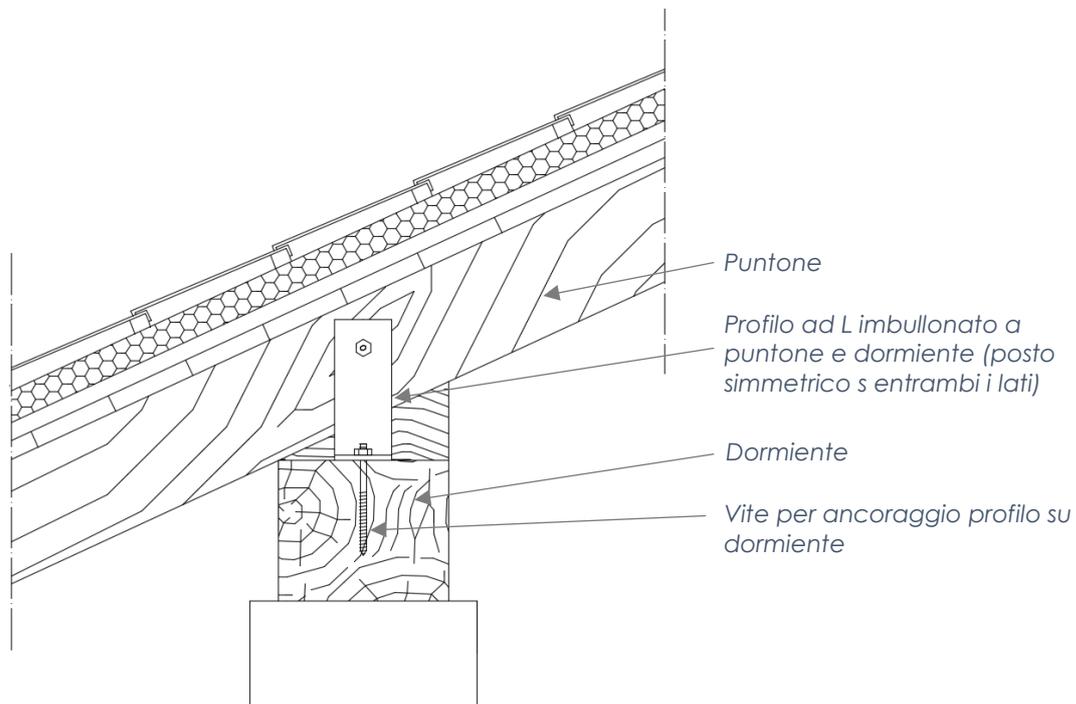
Quindi il collegamento tra il dormiente ed il pilastro può realizzarsi in maniera analoga al caso precedente, senza utilizzare il piattello terminale ma inserendo la barra filettata con maggiore profondità e rendendolo collaborante con la muratura tramite miscele leganti.



*Immagine 5.22 – Rinforzo pilastro tramite intonaco armato per rendere possibile il collegamento con la trave in legno.*

### 5.3.4. Collegamento struttura del tetto con il fabbricato

Nel caso in esame i puntone costituenti la struttura portante del tetto poggiano sulla trave di colmo superiormente e sul dormiente o trave inferiore. Un loro efficace collegamento può realizzarsi tramite la messa in opera di due profili ad L disposti su entrambi i lati del puntone, collegati tra loro per mezzo una barra filettata passante attraverso il puntone e con la trave sottostante tramite apposite viti (*immagine 5.*).



*Immagine 5.23 – Collegamento puntone – dormiente*

#### 5.4. Analisi dei risultati del modello con solai rigidi e collegamento efficace dei pilastri isolati

Vengono riportati i risultati delle analisi statica lineare, dinamica modale e statica non lineare per il modello modificato in modo tale da considerare gli interventi descritti precedentemente. Essi verranno, quindi, confrontati con i risultati ottenuti dalle medesime analisi sull'edificio pre-interventi.

Le modifiche che si sono eseguite sul modello per ottenere l'irrigidimento dei solai ed un collegamento efficace tra i pilastri isolati sono:

- Aumento del modulo di elasticità del legno ( $E = 10000 \text{ N/mm}^2$ ) e dello spessore di membrana dei gusci (6 cm);
- Immissione di un livello rigido a quota 3 m;
- Collegamento dei pilastri isolati tramite elementi "beam" di dimensione 30x25 in legno, aventi rigidezza finita.
- Modifica delle proprietà meccaniche per i pilastri isolati con l'introduzione dell'intonaco armato avente le seguenti caratteristiche:
  - rete elettrosaldata: diametro 8 mm;  
passo 20 cm;  
modulo elastico  $E = 2.3 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ ;  
resistenza a trazione caratteristica  $f_k = 450 \text{ MPa}$   
deformazione ultima  $\varepsilon = 25 \text{ ‰}$
  - intonaco: spessore: 5 cm;  
peso specifico  $\gamma = 1900 \text{ daN/m}^3$ .
- Carichi aggiunti alla struttura:
  - 5 cm di c.a. sui solai  $0.05 \cdot 2500 = 125 \text{ daN/m}^2$
  - Tavolato in doppia orditura spessore 6 cm  $0.06 \cdot 600 = 36 \text{ daN/m}^2$

### 5.4.1. Analisi dinamica modale

Dall'analisi dinamica modale si ricavano i periodi propri di vibrare principali della struttura, nonché la massa attivata da ognuno dei modi di vibrare e quindi l'azione sismica da utilizzare nelle verifiche lineari.

#### Output Analisi dinamica modale software CDM DOLMEN

```
*** TABELLA AUTOVETTORI ***
```

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA		
		%X	%Y	%Z
1	0.328118	0.255	83.217	0.000
2	0.260829	34.884	0.254	0.000
3	0.152191	54.084	0.474	0.000
4	0.113741	0.484	6.833	0.000
-----				
	MASSA TOTALE	89.707	90.778	0.000
-----				

Si riportano di seguito le immagini relative ai principali modi di vibrare ricavati.

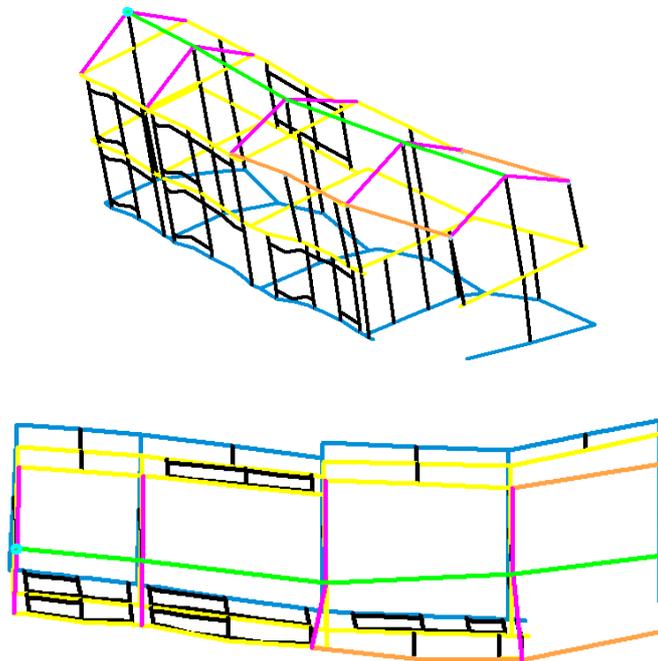


Immagine 5.24 – Autovettore 1, Traslazione direzione Y.

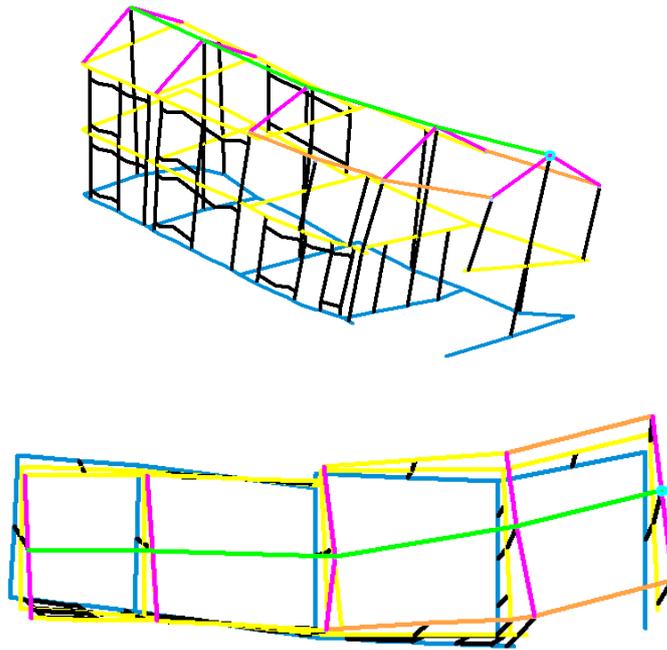


Immagine 5.25 – Autovettore 2, Traslazione in direzione X e leggera Torsione dei pilastri isolati.

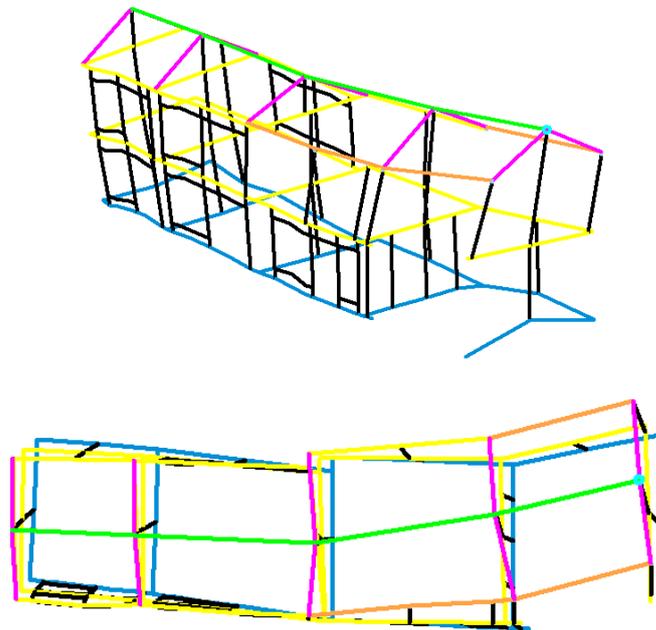


Immagine 5.26 – Autovettore 3, Traslazione in direzione X.

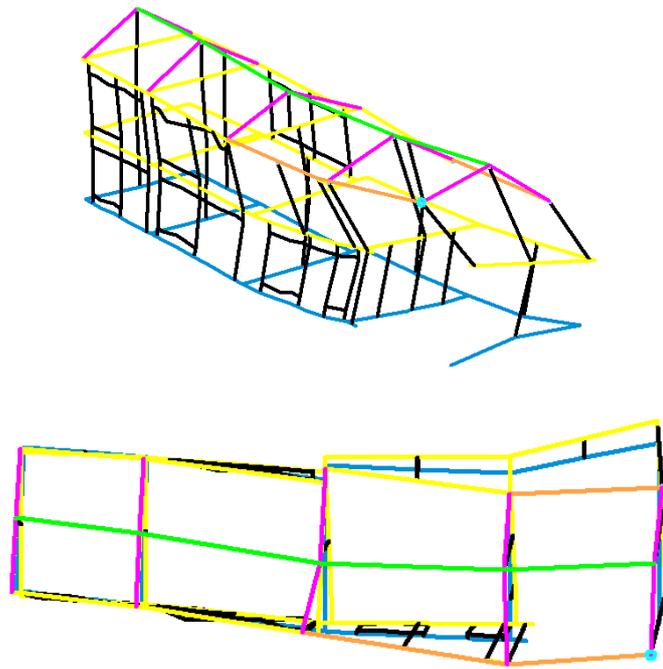


Immagine 5.27 – Autovettore 4, Meccanismo locale di traslazione in direzione Y.

## 5.4.2. Analisi statica lineare

Si riportano di seguito i valori delle forze derivanti dall'analisi statica lineare da applicare alla struttura, nonché i baricentri delle masse.

### Output Analisi statica lineare software CDM DOLMEN

Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )

-----  
Valori risultanti per :

ag 1.168 [g/10]

Fo 2.468

TC\* 0.260

Edificio con struttura in muratura :

Fattore di comportamento q = 2.980

$q = q_0 * KR$  dove :

$q_0 = 1.75 * 1.7$

$KR = 1.0$  ( Edifici regolari in altezza )

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.152

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.139 per  $T_1 = 0.328$

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var\_abitazione\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 013 : Sisma X

Cond. 014 : Sisma Y

Cond. 015 : Torcente add. X

Cond. 016 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
40.0	14047	0.0136	192	1721	16963	932.4	79.7
255.0	19447	0.0870	1692	15191	149712	936.8	78.2
340.0	213539	0.1160	24768	922592	2984493	1145.2	438.9
555.0	18920	0.1893	3582	113713	189853	676.5	309.7
610.0	71424	0.2081	14863	541452	1790969	913.8	430.7
750.0	16332	0.2559	4179	32384	500321	1300.0	370.1

Eccentricità baricentro delle masse - baricentro delle rigidezze

Quota del piano 300 cm

Baricentro delle rigidezze:

Xk (centro delle rigidezze) 1090.8 [cm]

Yk (centro delle rigidezze) 745.0 [cm]

Baricentro delle masse:

Xg (baricentro) 1065.9 [cm]

Yg (baricentro) 406.0 [cm]

### 5.4.3. Verifiche lineari

Le verifiche lineari consistono nelle verifiche a: presso-flessione nel piano, taglio nel piano, presso-flessione fuori dal piano, sismica locale.

#### Output verifiche lineari software CDM DOLMEN

CASI UTILIZZATI PER LA VERIFICA DELLE MURATURE

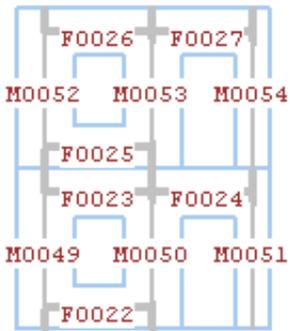
```
1 -- SLU SENZA SISMA
4 -- SLU con SISMAX PRINC
5 -- SLU con SISMAY PRINC
```

E' stata effettuata un redistribuzione del taglio fra pannelli appartenenti ad uno stesso piano di una parete, in accordo con le condizioni previste al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2018

UNITA' DI MISURA UTILIZZATE :

```
Lunghezze : cm
Forze      : daN
Momenti    : daNcm
```

-----  
 PARETE 1 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 470.00 , 135.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.	
M0049	04 01	110.8	45.0	275.0	2842	1.4	1	0.7		
M0050	04 01	105.7	45.0	275.0	2711	1.4	1	0.7		
M0051	04 01	65.4	45.0	275.0	1678	1.4	1	0.7		
M0052	04 01	110.8	45.0	276.0	2842	1.4	1	0.7		
M0053	04 01	105.7	45.0	276.0	2711	1.4	1	0.7		
M0054	04 01	65.4	45.0	276.0	1678	1.4	1	0.7		

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0049	1	0	+0.00	0	19447	0   NO
M0050	1	0	+0.00	0	13968	0   NO
M0051	1	0	+0.00	0	15020	0   NO
M0052	1	0	+0.00	0	8176	115917
M0053	1	0	+0.00	0	8269	92254
M0054	5	0	+0.00	0	802	23621

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0049	4	11430	0	0.67	0	+0.00	0	1602
M0050	4	8019	0	0.67	0	+0.00	0	1320
M0051	4	8902	0	0.67	0	+0.00	0	1081
M0052	4	3369	0	0.67	0	+0.00	0	911
M0053	4	3686	0	0.67	0	+0.00	0	923
M0054	5	802	0	0.67	0	+0.00	0	372

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0049	1	19447	-	6.11	1.38	0.85	11001	NO
M0050	1	13968	-	6.11	1.38	0.85	10495	NO
M0051	1	15020	-	6.11	1.38	0.85	6493	NO
M0052	1	8176	-	6.13	1.38	0.85	10991	
M0053	1	8269	-	6.13	1.38	0.85	10485	
M0054	1	3343	-	6.13	1.38	0.85	6487	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0049	0.21798	207	7099	5	12448	26228
M0050	0.21798	197	6772	4	8748	65413
M0051	0.21798	122	4190	5	9437	34840
M0052	0.31757	301	10379	4	4387	67179
M0053	0.31757	287	9901	4	4414	65860
M0054	0.31757	178	6126	4	1336	25111

M0049: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.565013 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.565702 < 1.

M0050: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.750410 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.751326 < 1.

M0051: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.431779 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.432306 < 1.

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res				Pressoflessione			Taglio			
mat.	res.	caso		Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.	
F0022	05	01	1	9126	37647	1	403	187 [t]		NO
F0023	05	01	1	10266	47647	1	453	210 [t]		NO
F0024	05	01	1	12676	47647	1	504	210 [t]		NO
F0025	05	01	1	9126	37647	1	403	187 [t]		NO
F0026	05	01	1	10266	47647	1	453	210 [t]		NO
F0027	05	01	1	12676	47647	1	504	210 [t]		NO

F0022:  $Vrd/Vd = 0.463361 < 1.$

F0023:  $Vrd/Vd = 0.463361 < 1.$

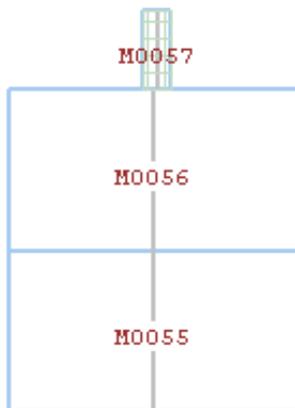
F0024:  $Vrd/Vd = 0.417009 < 1.$

F0025:  $Vrd/Vd = 0.463361 < 1.$

F0026:  $Vrd/Vd = 0.463361 < 1.$

F0027:  $Vrd/Vd = 0.417009 < 1.$

-----  
 PARETE 2 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 30.00 , 730.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	caso	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0055	04	01	540.8	45.0	275.0	13872	1.4	1	0.7	
M0056	04	01	540.8	45.0	276.0	13872	1.4	1	0.7	
M0057	08	02	50.1	50.0	125.0	819	0.6	1	3.4	001

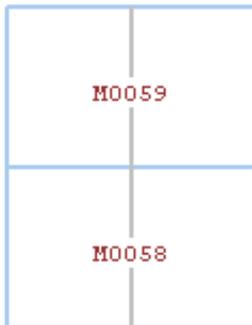
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0055	1	0	+0.00	0	42926	2316519
M0056	4	0	+0.00	0	4112	1043666
M0057	5	744	+0.00	744	457	40149

		Taglio nel piano						
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0055	4	17921	0	1.00	0	+0.00	6928	
M0056	4	4112	0	1.00	0	+0.00	3915	
M0057	5	457	632	0.67	12	+0.00	1245	

		Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0055	1	42926	-	6.11	1.38	0.85	53695	
M0056	1	23020	-	6.13	1.38	0.85	53643	
M0057	1	2466	8324	2.50			79871	

		Sismica fuori piano					
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd		
M0055	0.21798	1008	4	23122	340807		
M0056	0.31757	1468	4	9314	180444		
M0057	0.39226	88	4	662	46497		

-----  
 PARETE 3 - da ( 30.00 , 730.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0058	04 01	461.7	45.0	275.0	11843	1.4	1	0.7	
M0059	04 01	461.7	45.0	276.0	11843	1.4	1	0.7	

		Pressoflessione nel piano					
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0058	1	0	+0.00	0	56366	0   NO	
M0059	5	0	+0.00	0	2636	580546	

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0058	4	28937	0	1.00	0	+0.00	0	7908
M0059	4	2636	0	1.00	0	+0.00	0	3067

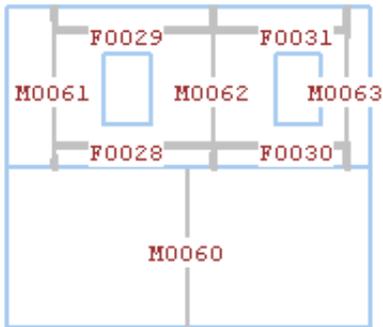
Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0058	1	56366	-	6.11	1.38	0.85	45841	NO
M0059	1	18896	-	6.13	1.38	0.85	45797	

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0058	0.21798	860	29580	5	33378	313011
M0059	0.31757	1254	43250	4	7077	139546

M0058: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.812282 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.813273 < 1.

-----  
 PARETE 4 - da ( 490.00 , 690.00 ) a ( 1160.00 , 605.00 )  
 -----



#### VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0060	04 01	675.4	45.0	275.0	17324	1.4	1	0.7	
M0061	04 01	181.4	45.0	276.0	4653	1.4	1	0.7	
M0062	04 01	231.8	45.0	276.0	5946	1.4	1	0.7	
M0063	04 01	90.7	45.0	276.0	2326	1.4	1	0.7	

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0060	1	0	+0.00	0	61469	1707130
M0061	5	263693	+0.00	263693	4704	337421
M0062	5	1580569	+0.00	1580569	2227	238095
M0063	5	40	+0.00	40	887	37054

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0060	4	27082	0	1.00	0	+0.00	0	9421
M0061	5	4530	197769	0.67	5860	+0.00	5860	1370
M0062	5	2115	1382998	0.84	35124	+0.00	35124	1496
M0063	5	887	40	0.67	0	+0.00	0	476

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0060	1	61469	-	6.11	1.38	0.85	67059	
M0061	1	13800	-	6.13	1.38	0.85	17994	
M0062	1	11593	-	6.13	1.38	0.85	22993	
M0063	1	2779	-	6.13	1.38	0.85	8997	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0060	0.21798	1259	43271	4	33579	452500
M0061	0.31757	493	16993	5	6285	101882
M0062	0.31757	629	21714	4	4484	85148
M0063	0.31757	246	8496	4	1512	29450

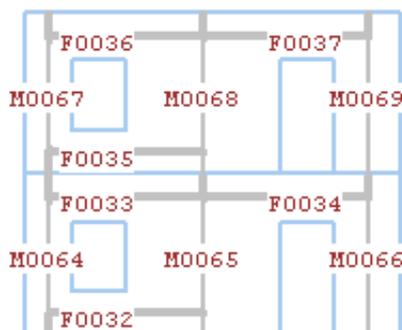
M0061: taglio nel piano - caso 5: Vrd/Vd = 0.233847 < 1.  
M0062: pressoflessione nel piano - caso 5: Mrd/Md = 0.150639 < 1.  
taglio nel piano - caso 5: Vrd/Vd = 0.042598 < 1.

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione			Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0028	05 01	1	8160	37647	1	381	187 [t]	NO
F0029	05 01	1	9180	47647	1	429	210 [t]	NO
F0030	05 01	1	8160	37647	1	381	187 [t]	NO
F0031	05 01	1	9180	47647	1	429	210 [t]	NO

F0028: Vrd/Vd = 0.490005 < 1.  
F0029: Vrd/Vd = 0.490005 < 1.  
F0030: Vrd/Vd = 0.490005 < 1.  
F0031: Vrd/Vd = 0.490005 < 1.

-----  
 PARETE 5 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 1160.00 , 35.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0064	04	01	90.9	45.0	275.0	2332	1.4	1	0.7	
M0065	04	01	288.0	45.0	275.0	7387	1.4	1	0.7	
M0066	04	01	121.3	45.0	275.0	3111	1.4	1	0.7	
M0067	04	01	90.9	45.0	276.0	2332	1.4	1	0.7	
M0068	04	01	288.0	45.0	276.0	7387	1.4	1	0.7	
M0069	04	01	121.3	45.0	276.0	3111	1.4	1	0.7	

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0064	1	0	+0.00	0	16530	0   NO
M0065	1	1908	+0.00	1908	29065	0   NO
M0066	1	0	+0.00	0	23521	0   NO
M0067	4	3	+0.00	3	2458	87343
M0068	5	4093040	+0.00	4093040	7160	824286   NO
M0069	1	0	+0.00	0	13353	0   NO

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0064	4	10222	0	0.67	0	+0.00	0	1370
M0065	4	19321	2351576	1.00	58789	+0.00	58789	5092   NO
M0066	4	12540	0	0.67	0	+0.00	0	1756
M0067	4	2458	2	0.67	0	+0.00	0	710
M0068	5	7489	4140316	1.00	103508	+0.00	103508	3320   NO
M0069	4	4705	0	0.67	0	+0.00	0	1111

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0064	1	17344	-	6.11	1.38	0.85	9025	NO
M0065	1	29226	-	6.11	1.38	0.85	28595	NO
M0066	1	23521	-	6.11	1.38	0.85	12044	NO
M0067	1	6380	-	6.13	1.38	0.85	9017	
M0068	1	11016	-	6.13	1.38	0.85	28567	
M0069	1	13353	-	6.13	1.38	0.85	12032	NO

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0064	0.21798	169	5824	4	10848	9090
M0065	0.21798	537	18451	4	17007	200365
M0066	0.21798	226	7771	4	13862	24348
M0067	0.31757	247	8515	4	3084	50403
M0068	0.31757	782	26978	4	5175	99560
M0069	0.31757	329	11363	4	6028	81254

M0064: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.519722 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.520356 < 1.

M0065: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.977228 )

taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.086620 < 1.

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.978420 < 1.

M0066: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.511420 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.512044 < 1.

M0068: pressoflessione nel piano - caso 5: Mrd/Md = 0.201387 < 1.

taglio nel piano - caso 5: Vrd/Vd = 0.032076 < 1.

M0069: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.900842 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.901076 < 1.

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0032	05	01	1	10243	37647	1	427	187 [t]	NO
F0033	05	01	1	11523	47647	1	480	210 [t]	NO
F0034	05	01	1	12767	47647	1	505	210 [t]	NO
F0035	05	01	1	10243	37647	1	427	187 [t]	NO
F0036	05	01	1	11523	47647	1	480	210 [t]	NO
F0037	05	01	1	12767	47647	1	505	210 [t]	NO

F0032: Vrd/Vd = 0.437360 < 1.

F0033: Vrd/Vd = 0.437360 < 1.

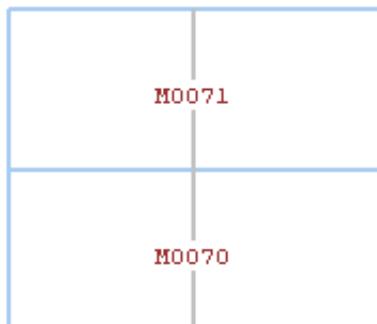
F0034: Vrd/Vd = 0.415508 < 1.

F0035: Vrd/Vd = 0.437360 < 1.

F0036: Vrd/Vd = 0.437360 < 1.

F0037: Vrd/Vd = 0.415508 < 1.

-----  
PARETE 6 - da ( 1160.00 , 660.00 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0070	04	01	690.5	45.0	275.0	17711	1.4	1	0.7	
M0071	04	01	690.5	45.0	276.0	17711	1.4	1	0.7	

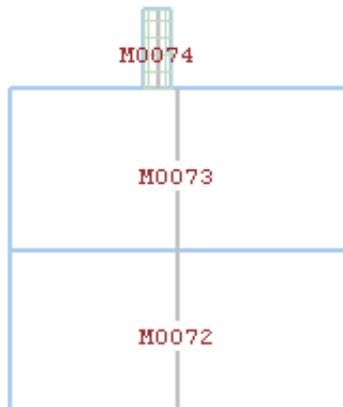
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0070	1	0	+0.00	0	56559	3398092
M0071	4	0	+0.00	0	8442	2627035

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0070	4	22884	0	1.00	0	+0.00	0	8846
M0071	4	8442	0	1.00	0	+0.00	0	5885

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0070	1	56559	-	6.11	1.38	0.85	68558	
M0071	1	37190	-	6.13	1.38	0.85	68492	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0070	0.21798	1287	44238	5	29525	435164
M0071	0.31757	1875	64683	4	15083	279571

-----  
PARETE 7 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1160.00 , 660.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0072	04	01	625.0	50.0	275.0	17812	1.4	1	0.7	
M0073	04	01	625.0	50.0	276.0	17812	1.4	1	0.7	
M0074	08	02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	3.8	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0072	5	0	+0.00	0	12889	3424665
M0073	5	0	+0.00	0	1780	544874
M0074	5	5054	+0.00	5054	2015	70552

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0072	4	12889	0	1.00	0	+0.00	6956
M0073	4	1780	0	1.00	0	+0.00	3826
M0074	5	1402	2139	0.67	26	+0.00	1465

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0072	1	42592	-	5.50	1.38	0.87	70772
M0073	1	28317	-	5.52	1.38	0.87	70712
M0074	1	5789	21942	2.50			117915

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0072	0.21798	1294	44491	5	19568	378001
M0073	0.31757	1886	65052	5	8460	190716
M0074	0.39226	88	1379	4	1606	66239

-----  
PARETE 8 - da ( 1850.00 , 633.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0075	04	01	571.1	50.0	275.0	16276	1.4	1	0.7	

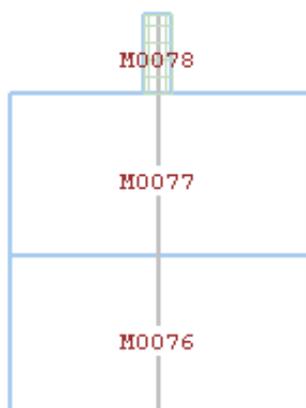
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0075	1	0	+0.00	0	46741	3433058

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0075	4	17297	0	1.00	0	+0.00	0	7465

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0075	1	46741	-	5.50	1.38	0.87	64669

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0075	0.21798	1183	40654	5	23401	410976

-----  
PARETE 9 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0076	04	01	555.4	55.0	275.0	17412	1.4	1	0.7	
M0077	04	01	555.4	55.0	276.0	17412	1.4	1	0.7	
M0078	08	02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	1.0	001

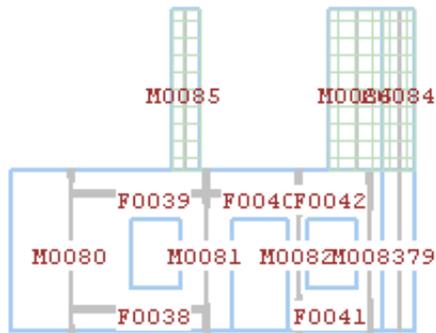
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0076	4	0	+0.00	0	15308	3477696
M0077	5	0	+0.00	0	4988	1303046
M0078	4	1741	+0.00	1741	2069	71519

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0076	4	15308	0	1.00	0	+0.00	7368
M0077	5	4988	0	1.00	0	+0.00	4861
M0078	5	1456	317	0.67	16	+0.00	1477

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0076	1	44545	-	5.00	1.38	0.89	70643
M0077	1	30205	-	5.02	1.38	0.89	70589
M0078	1	4954	5140	2.50			111280

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0076	0.21798	1265	43490	4	21838	444682
M0077	0.31757	1843	63589	4	11517	273376
M0078	0.39226	88	1379	4	1660	67313

-----  
 PARETE 10 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1910.00 , 0.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0079	05 02	60.1	50.0	275.0	1623	1.4	1	5.5	
M0080	04 01	225.2	50.0	275.0	6418	1.4	1	0.7	
M0081	04 01	95.1	50.0	275.0	2710	1.4	1	0.7	
M0082	04 01	35.0	50.0	275.0	998	1.4	1	0.7	
M0083	04 01	50.1	50.0	275.0	1428	1.4	1	0.7	
M0084	08 02	60.1	50.0	276.0	1965	1.4	1	0.9	001
M0086	07 01	100.1	50.0	276.0	3423	1.4	1	0.7	001
M0085	08 02	50.1	50.0	275.0	1638	1.4	1	1.0	001

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0079	4	0	+0.00	0	1722	47703	
M0080	4	4039197	+0.00	4039197	6168	556373	NO
M0081	1	0	+0.00	0	13362	0	NO
M0082	1	0	+0.00	0	6802	0	NO
M0083	1	0	+0.00	0	8780	0	NO
M0084	5	59206	+0.00	59206	1105	71676	
M0086	5	72756	+0.00	72756	959	143178	
M0085	4	84443	+0.00	84443	2825	84623	

Taglio nel piano									
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd		
M0079	4	1722	0	0.67	0	+0.00	0	1027	
M0080	4	5927	3029398	0.82	89760	+0.00	89760	2270	NO
M0081	4	6586	0	0.67	0	+0.00	0	1203	
M0082	5	3755	0	0.67	0	+0.00	0	545	
M0083	4	4344	0	0.67	0	+0.00	0	705	
M0084	5	1105	59206	0.67	553	+0.00	553	1633	
M0086	5	959	72756	0.67	682	+0.00	682	1641	
M0085	4	1392	13224	0.67	271	+0.00	271	1466	

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0079	1	5380	25671	5.50	5.46	0.65	13512	
M0080	1	18945	-	5.50	1.38	0.87	25501	
M0081	1	13362	-	5.50	1.38	0.87	10769	NO
M0082	1	6802	-	5.50	1.38	0.87	3963	NO
M0083	1	8780	-	5.50	1.38	0.87	5673	NO
M0084	1	5232	7221	5.52				126557
M0086	1	6109	8431	5.52				113402
M0085	1	5334	7335	5.50				114691

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0079	0.21798	118	4053	4	2330	52107
M0080	0.21798	466	16031	4	8853	158149
M0081	0.21798	197	6770	4	7314	80747
M0082	0.21798	72	2491	4	3844	19469
M0083	0.21798	104	3566	5	4599	38343
M0084	0.31757	172	5926	4	1842	77845
M0086	0.31757	302	10419	4	2242	101046
M0085	0.31757	143	4922	4	2006	74098

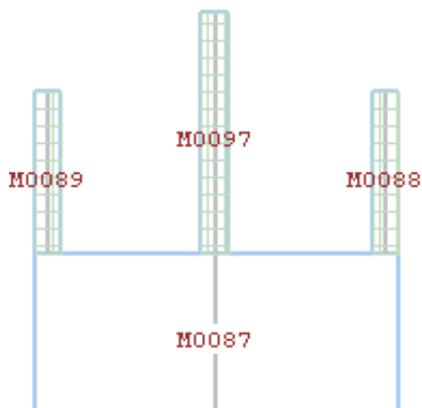
M0080: pressoflessione nel piano - caso 4: Mrd/Md = 0.137743 < 1.  
taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.025294 < 1.  
M0081: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.784204 )  
) pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.805913 < 1.  
M0082: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.566945 )  
) pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.582640 < 1.  
M0083: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.628763 )  
) pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.646169 < 1.

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res	Pressoflessione			Taglio				
	mat. res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0038	05 01	1	10025	41830	1	445	207 [t]	NO
F0039	05 01	1	11278	52941	1	501	233 [t]	NO
F0040	05 01	1	15351	52941	1	584	233 [t]	NO
F0041	05 01	1	10025	41830	1	445	207 [t]	NO
F0042	05 01	1	11278	52941	1	501	233 [t]	NO

F0038: Vrd/Vd = 0.465996 < 1.  
F0039: Vrd/Vd = 0.465996 < 1.  
F0040: Vrd/Vd = 0.399425 < 1.  
F0041: Vrd/Vd = 0.465996 < 1.  
F0042: Vrd/Vd = 0.465996 < 1.

-----  
 PARETE 11 - da ( 2410.00 , 70.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0087	04	01	675.0	55.0	275.0	21161	1.4	1	0.7	
M0088	08	02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	1.1	001
M0089	08	02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	2.7	001
M0097	08	02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	1.7	001

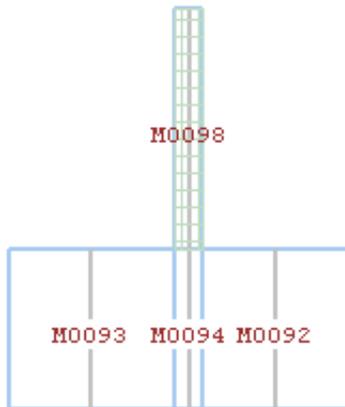
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0087	4	0	+0.00	0	10941	3297549
M0088	5	2188	+0.00	2188	973	50701
M0089	5	2190	+0.00	2190	1025	51753
M0097	5	3253	+0.00	3253	600	43018

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0087	4	10941	0	1.00	0	+0.00	0	7247
M0088	5	973	2188	0.67	8	+0.00	8	1371
M0089	5	1025	2190	0.67	8	+0.00	8	1383
M0097	5	600	3253	0.67	8	+0.00	8	1280

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0087	1	46080	-	5.00	1.38	0.89	85855	
M0088	1	4524	6220	5.50			107094	
M0089	1	4503	12175	5.50			106879	
M0097	1	6572	13966	8.50			122330	

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0087	0.21798	1538	52855	4	18877	423287
M0088	0.31757	143	4912	4	1586	65843
M0089	0.31757	143	4912	4	1638	66882
M0097	0.34247	231	12281	4	1519	64507

-----  
PARETE 12 - da ( 1850.00 , 2.80 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0092	04 01	270.2	40.0	275.0	6161	1.4	1	0.7	
M0093	04 01	310.0	40.0	275.0	7068	1.4	1	0.7	
M0094	05 02	50.0	50.0	275.0	1350	1.4	1	0.7	
M0098	08 02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	1.9	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0092	1	0	+0.00	0	33911	0   NO
M0093	5	0	+0.00	0	6121	778731
M0094	1	0	+0.00	0	15410	0   NO
M0098	5	128112	+0.00	128112	8622	142017

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0092	4	17214	0	0.98	0	+0.00	4304
M0093	4	6121	0	1.00	0	+0.00	2972
M0094	4	8724	0	0.67	0	+0.00	1780
M0098	5	6476	15736	0.67	285	+0.00	285 2225

		Pressoflessione per carichi laterali							
caso		Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0092	1	33911	-	6.88	1.38	0.82	23062		NO
M0093	1	19533	-	6.88	1.38	0.82	26459		
M0094	1	15410	-	5.50	1.38	0.87	15098		NO
M0098	1	16622	35322	8.50				23212	NO

		Sismica fuori piano					
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0092	0.21798	448	15387	4	19524	134407	
M0093	0.21798	514	17654	5	8771	130379	
M0094	0.21798	98	3372	4	9230	114773	
M0098	0.34247	231	12281	4	7396	143358	

M0092: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.702362 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.680090 < 1.

M0094: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.953356 )

pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.979747 < 1.

M0098: pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Mrd/My = 0.657165 < 1.

### Output visivo riassuntivo dei risultati riportati in precedenza

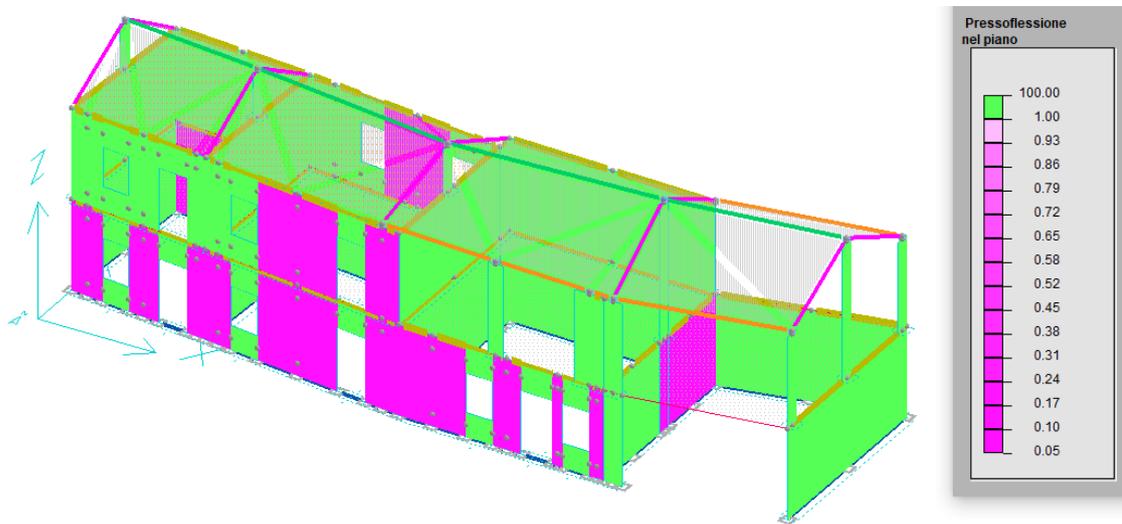


Immagine 5.28 – Presso-flessione nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

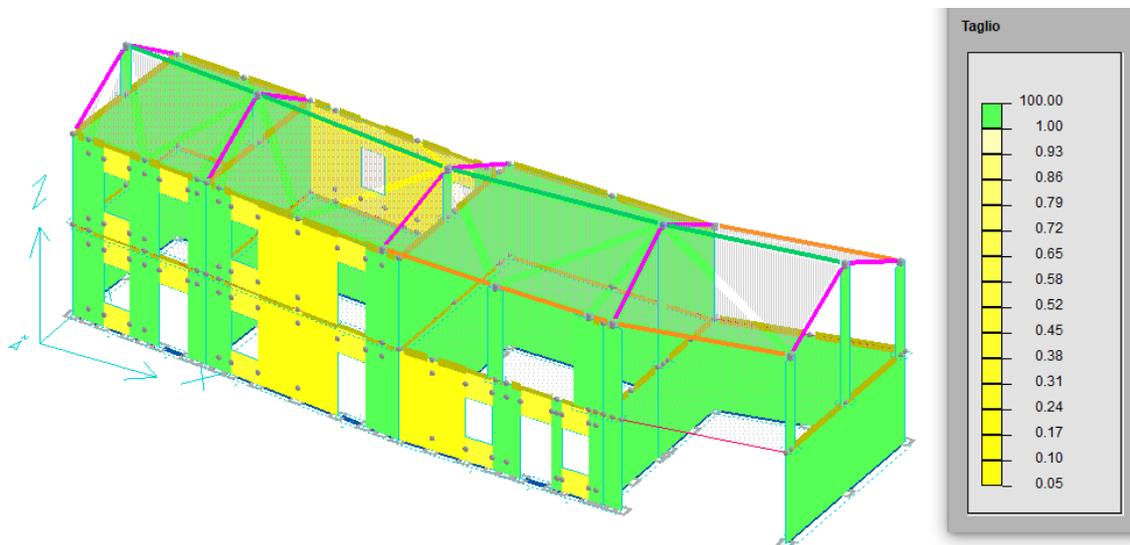


Immagine 5.29 – Taglio nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il taglio resistente  $V_{Rd}$  ed il taglio sollecitante  $V_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

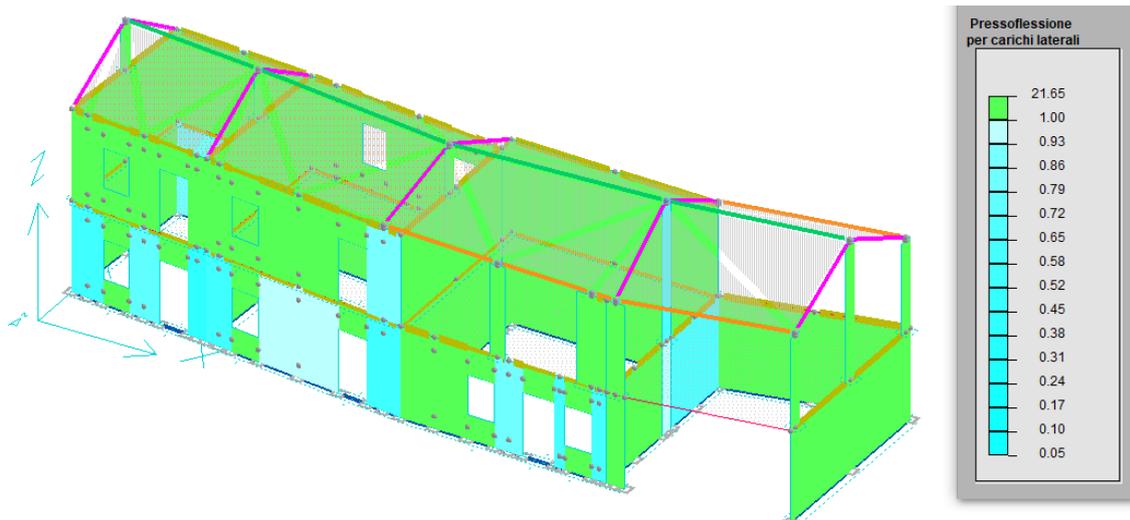


Immagine 5.30 – Presso-flessione fuori dal piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

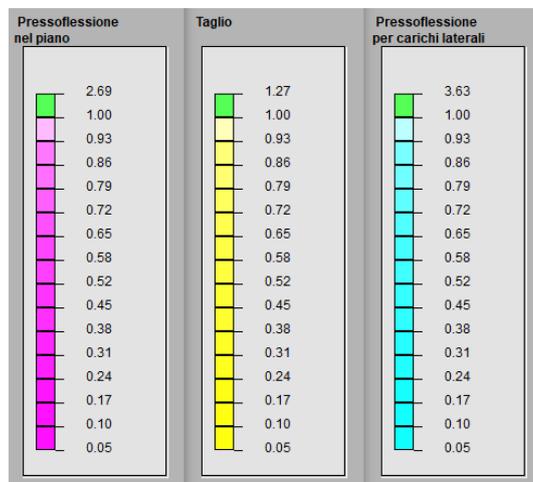
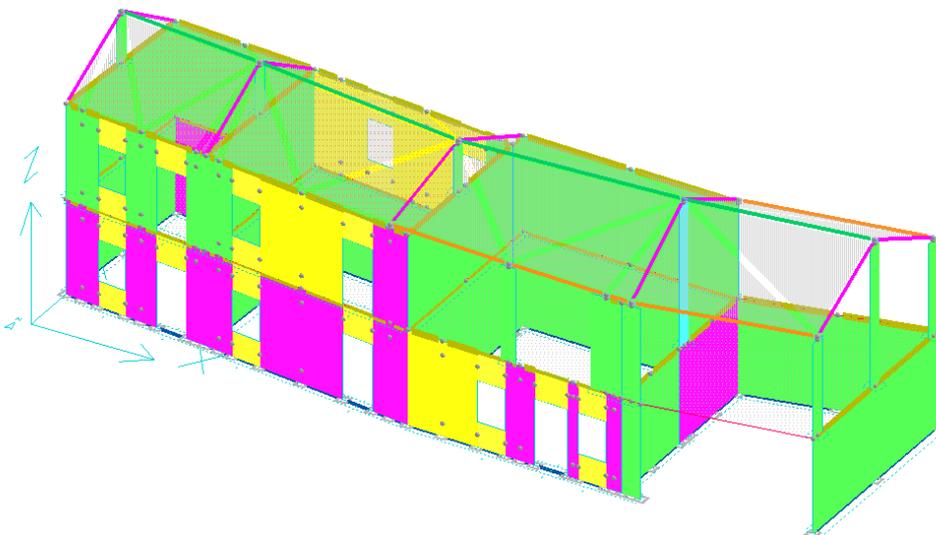


Immagine 5.31 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a presso-flessione nel piano, taglio e presso-flessione fuori dal piano per la combinazione SLU+SLV.

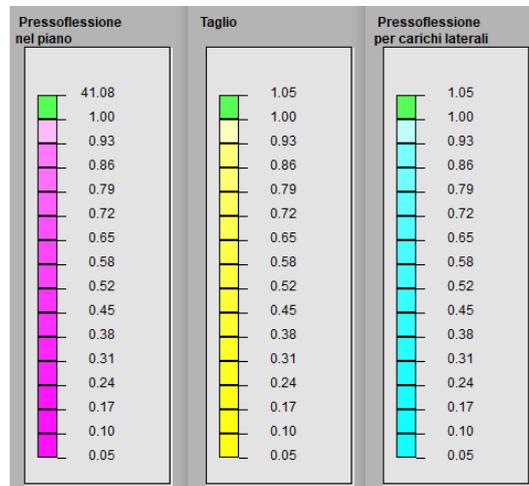
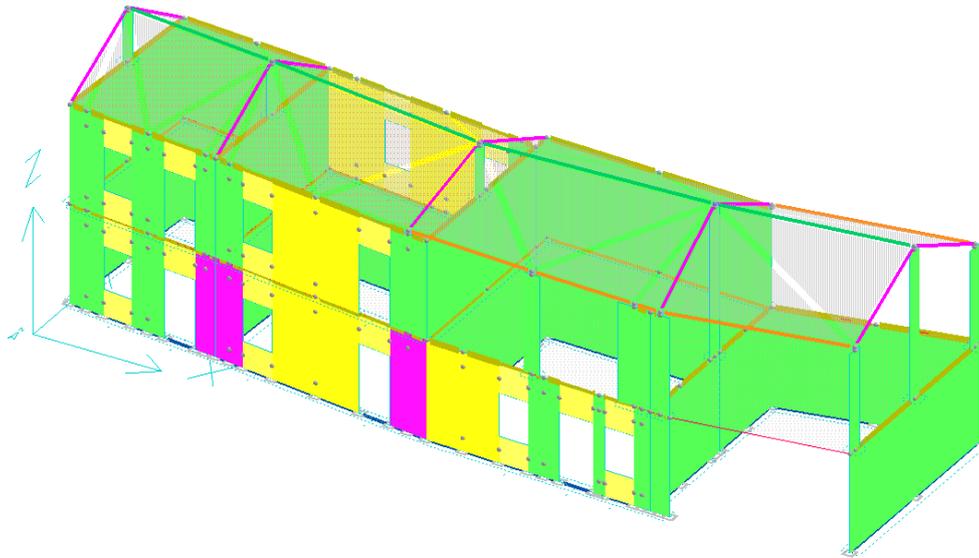


Immagine 5.32 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLV.

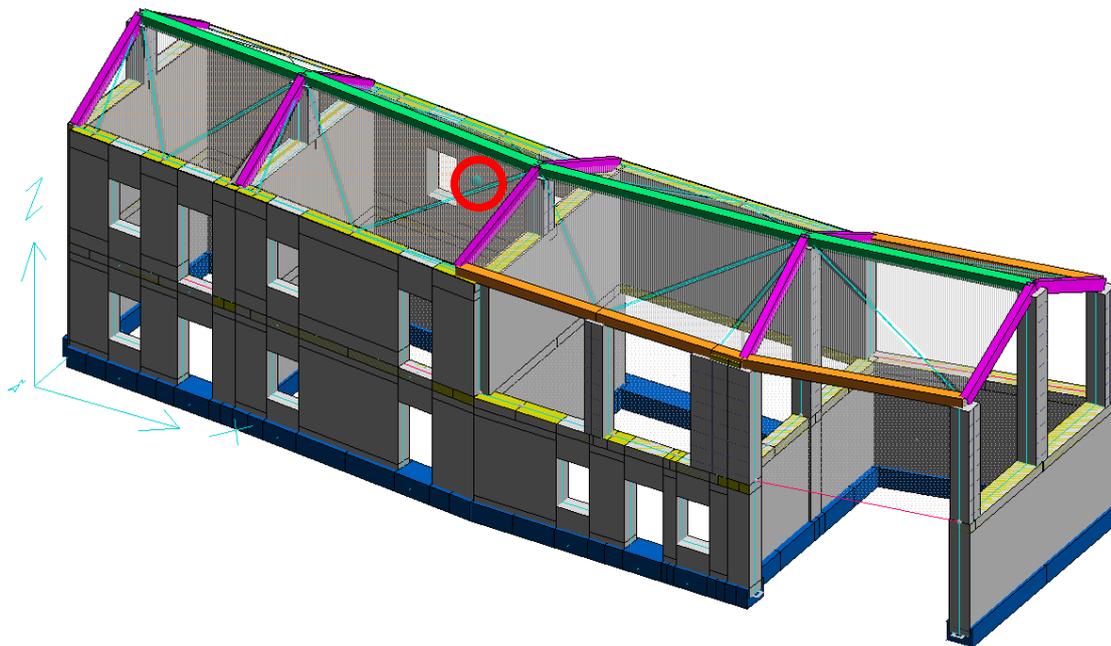
#### 5.4.4. Analisi pushover

Per mezzo dell'analisi pushover si ricavano le curve di capacità in spostamento della struttura. Il software di calcolo CDM DOLMEN restituisce il grafico Forza – Spostamento per il sistema MDOF (Multi Degree Of Freedom).

Successivamente verranno creati i grafici ADRS (spostamento spettrale – accelerazione spettrale) sui quali si riporteranno le curve di capacità del sistema ad un grado di libertà SDOF per l'analisi pre-intervento e post-intervento, nonché lo spettro di risposta allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per effettuare il confronto diretto e valutarne i benefici.

#### Output analisi pushover software CDM DOLMEN

Coordinate punto di controllo ( 922.7 , 428.8 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.374

Verifica SLD = 0.450

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 64994$  daN

$d_y = 0.287$  cm

$F_y = 58620$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.711$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.287$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 1.312$  cm

$d^*y = 0.220$  cm

$F^*y = 44950$  daN

$m^* = 241459$  Kg

$T^* = 0.216$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.6725$  cm

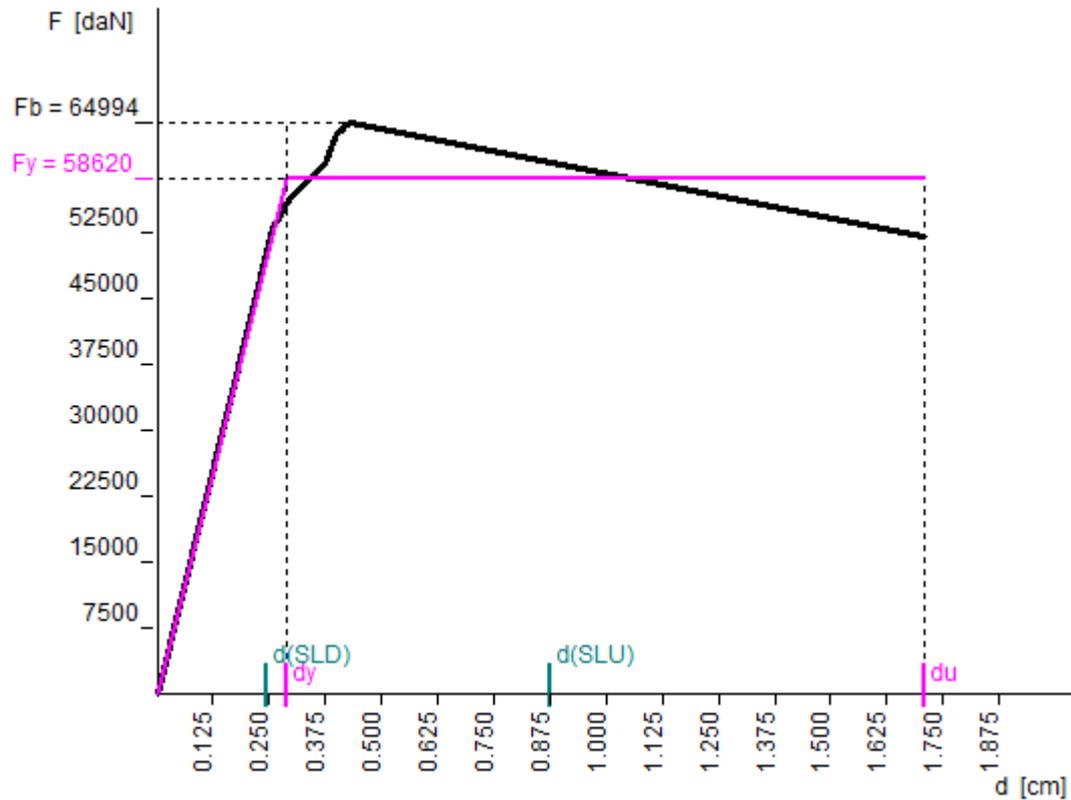
$d^*max$  (SLD) =  $0.1859$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.877$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.242$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.950$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.183$



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -71272$  daN

$d_y = 0.345$  cm

$F_y = 64637$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.012$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.345$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.776$  cm

$d^*y = 0.264$  cm

$F^*y = 49564$  daN

$m^* = 241459$  Kg

$T^* = 0.225$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.6957$  cm

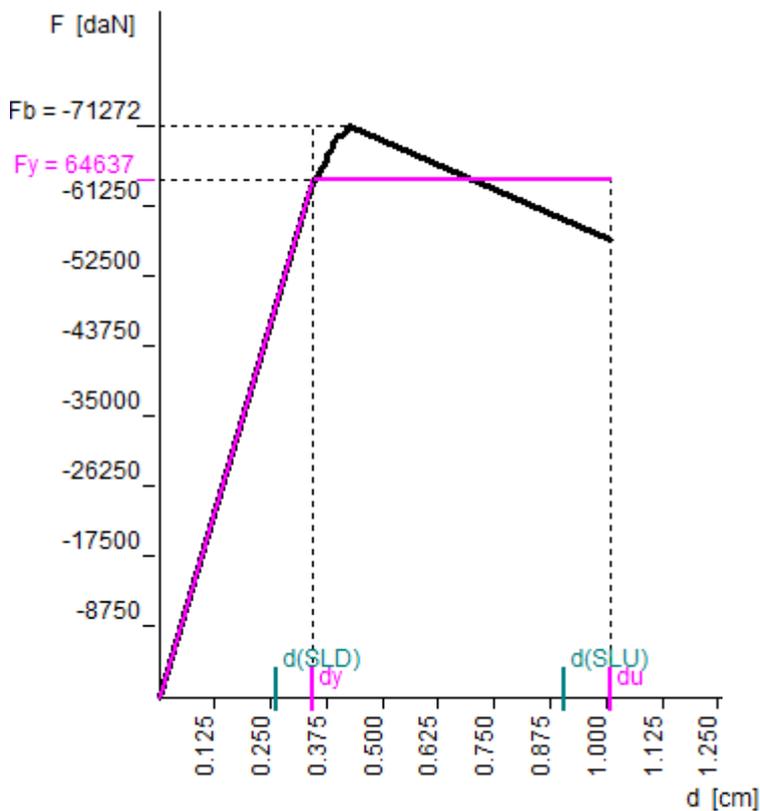
$d^*max$  (SLD) =  $0.2025$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.907$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.264$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.115$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.304$



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 60926$  daN

$d_y = 0.884$  cm

$F_y = 54221$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.513$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.302$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 1.160$  cm

$d^*y = 0.678$  cm

$F^*y = 41577$  daN

$m^* = 241459$  Kg

$T^* = 0.394$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.5219$  cm

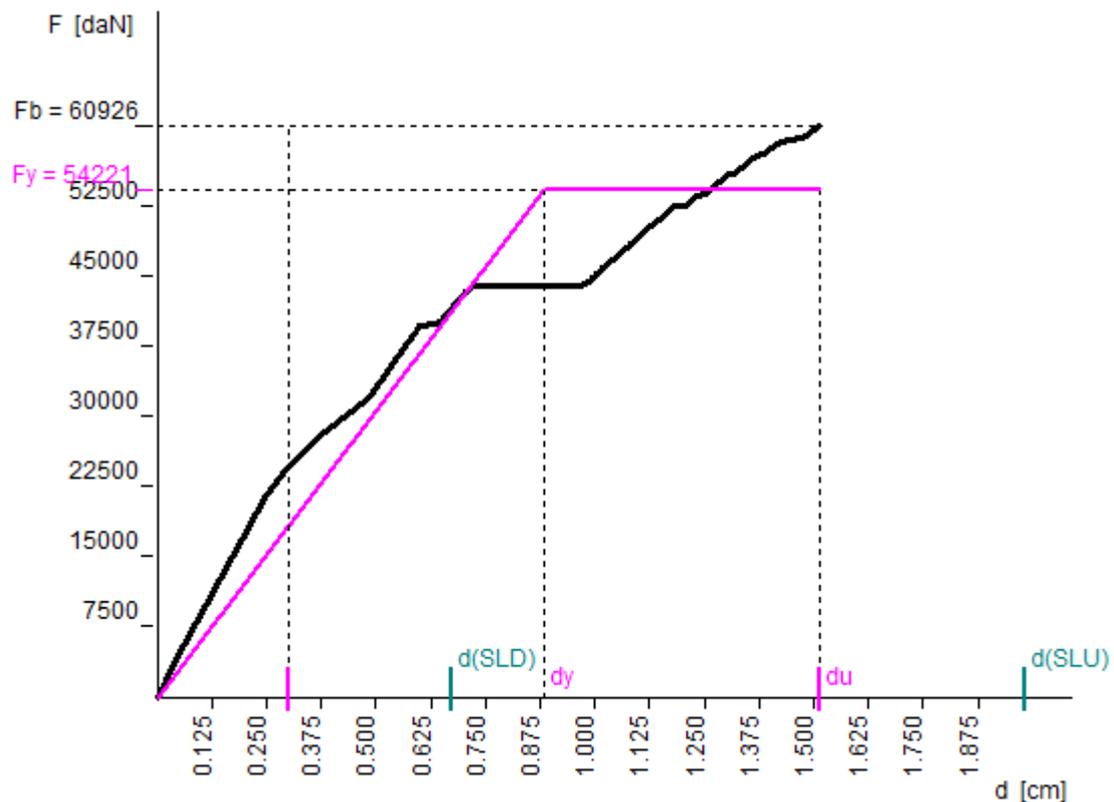
$d^*max$  (SLD) =  $0.5147$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.985$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.671$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.762$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.450$



004) - Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -47043$  daN

$d_y = 0.531$  cm

$F_y = 44681$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.611$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.531$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.30$

SDOF

$d^*u = 0.468$  cm

$d^*y = 0.407$  cm

$F^*y = 34262$  daN

$m^* = 241459$  Kg

$T^* = 0.337$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.2537$  cm

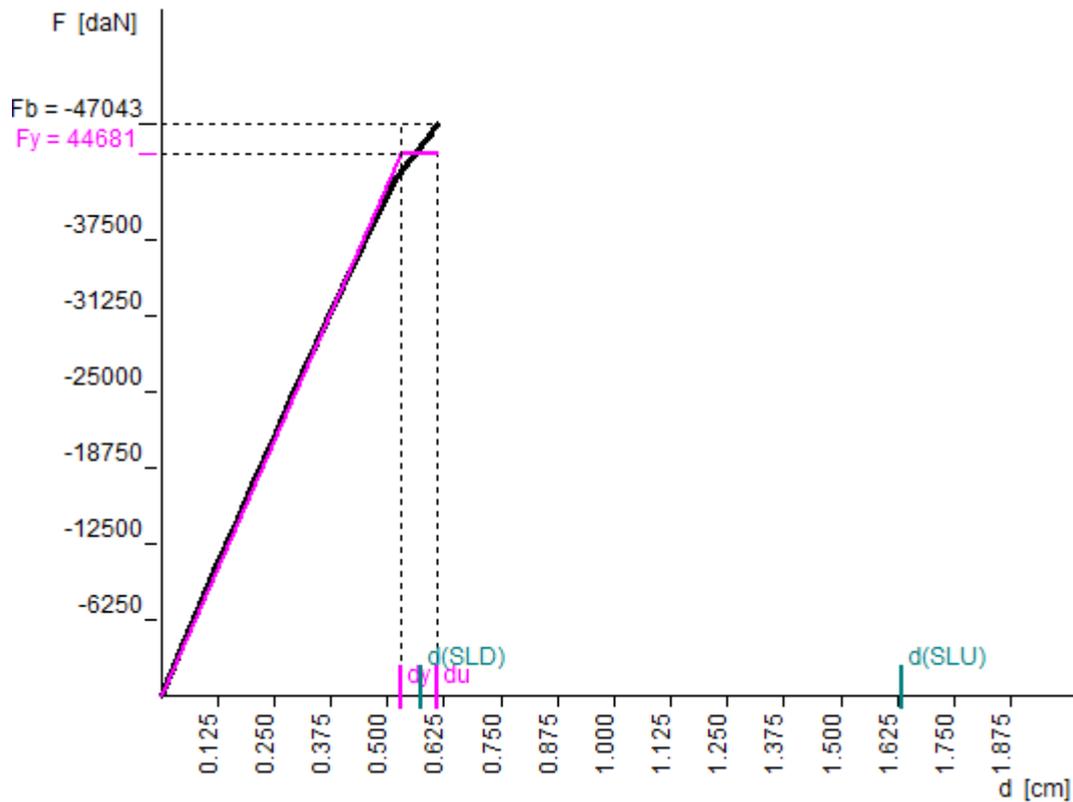
$d^*max$  (SLD) =  $0.4395$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.635$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.573$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.374$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.926$



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 74367$  daN

$d_y = 0.267$  cm

$F_y = 67338$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.998$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.267$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.998$  cm

$d^*y = 0.267$  cm

$F^*y = 67338$  daN

$m^* = 360682$  Kg

$T^* = 0.238$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.7635$  cm

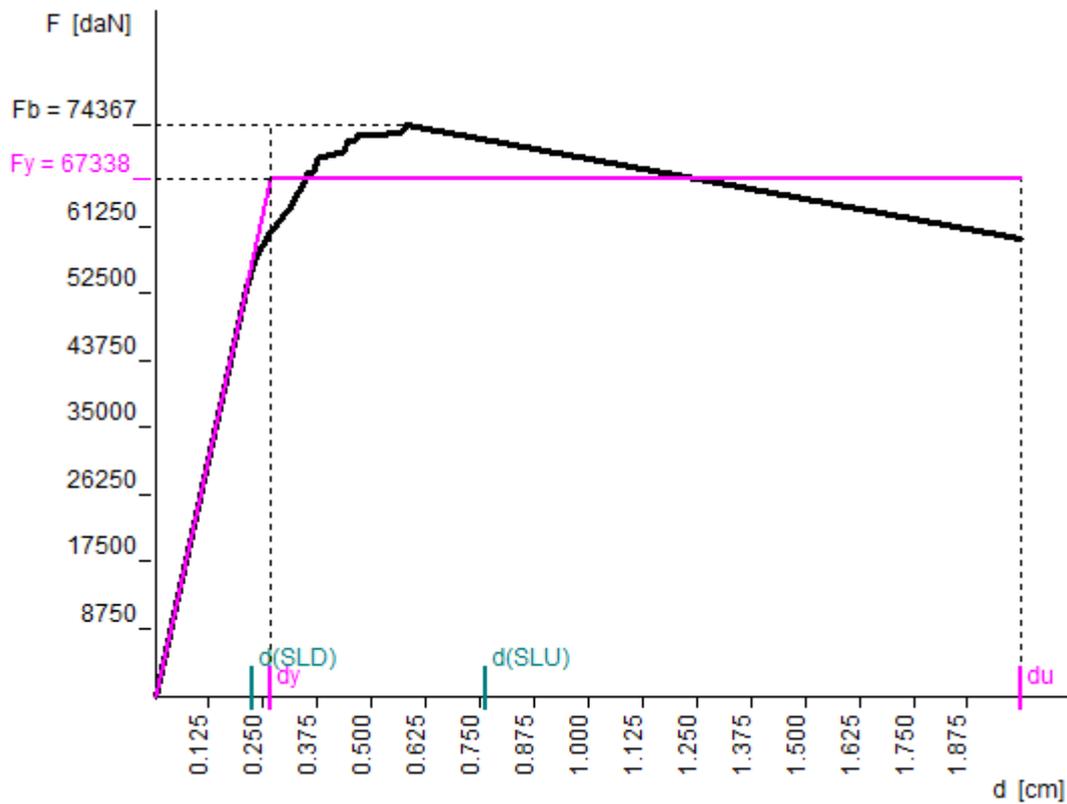
$d^*max$  (SLD) =  $0.2250$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.764$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.225$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $2.616$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.186$



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -74898$  daN

$d_y = 0.320$  cm

$F_y = 68018$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.692$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.320$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 0.692$  cm

$d^*y = 0.320$  cm

$F^*y = 68018$  daN

$m^* = 360682$  Kg

$T^* = 0.259$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.8569$  cm

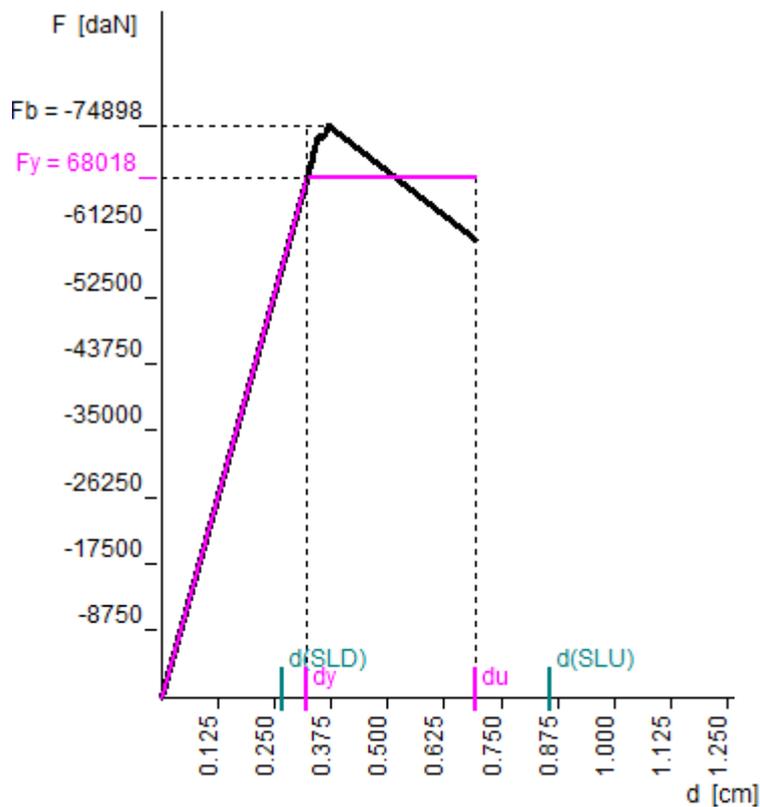
$d^*max$  (SLD) =  $0.2673$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.857$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.267$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.807$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.198$



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 65524 daN

dy = 0.765 cm

Fy = 61016 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.246 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.666 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 1.246 cm

d\*y = 0.765 cm

F\*y = 61016 daN

m\* = 360682 Kg

T\* = 0.423 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.6318 cm

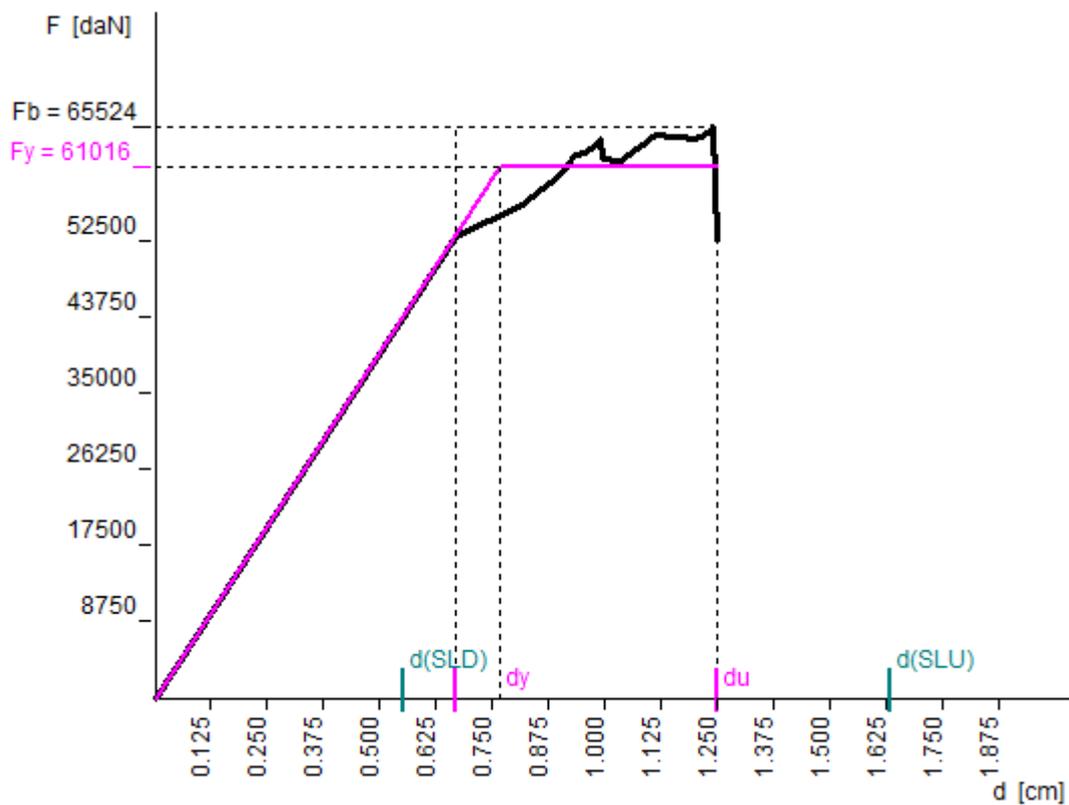
d\*max (SLD) = 0.5519 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.632 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.552 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.764

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.206



008) - Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -55621$  daN

$d_y = 0.553$  cm

$F_y = 50184$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $3.987$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.553$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 3.987$  cm

$d^*y = 0.553$  cm

$F^*y = 50184$  daN

$m^* = 360682$  Kg

$T^* = 0.396$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.5294$  cm

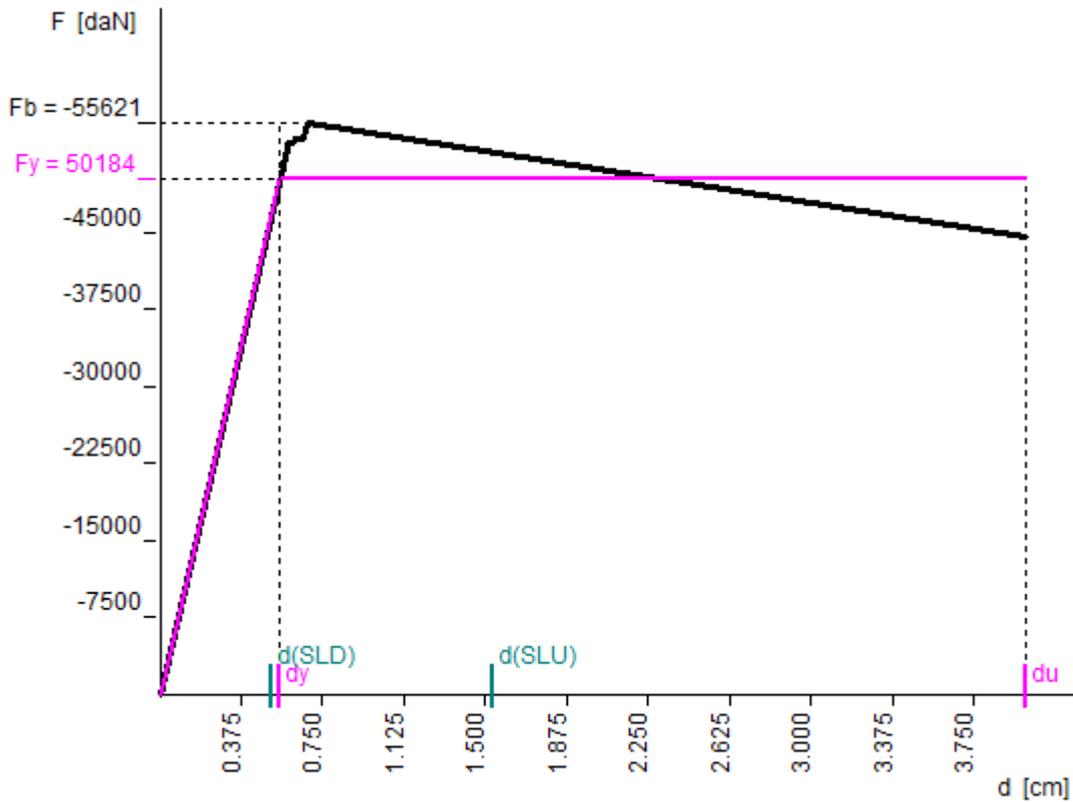
$d^*max$  (SLD) =  $0.5172$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.529$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.517$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $2.607$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.069$



#### 5.4.5. Confronto risultati pre-interventi/post-interventi

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi pushover all'interno del grafico ADRS, ottenuti applicando gli interventi per ridurre la deformabilità dei solai ed aumentare l'ammorsamento tra le pareti, confrontati con i risultati raggiunti con la stessa analisi per il "punto 1" nella situazione pre-intervento. I grafici sottostanti sono riferiti alla combinazione SLV in quanto pare superfluo una ulteriore visualizzazione dei risultanti nella combinazione SLD dopo aver constatato che già nella situazione pre-intervento la richiesta in spostamento risultava soddisfatta.

Grafico 5.1 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +X (coefficiente variabile)

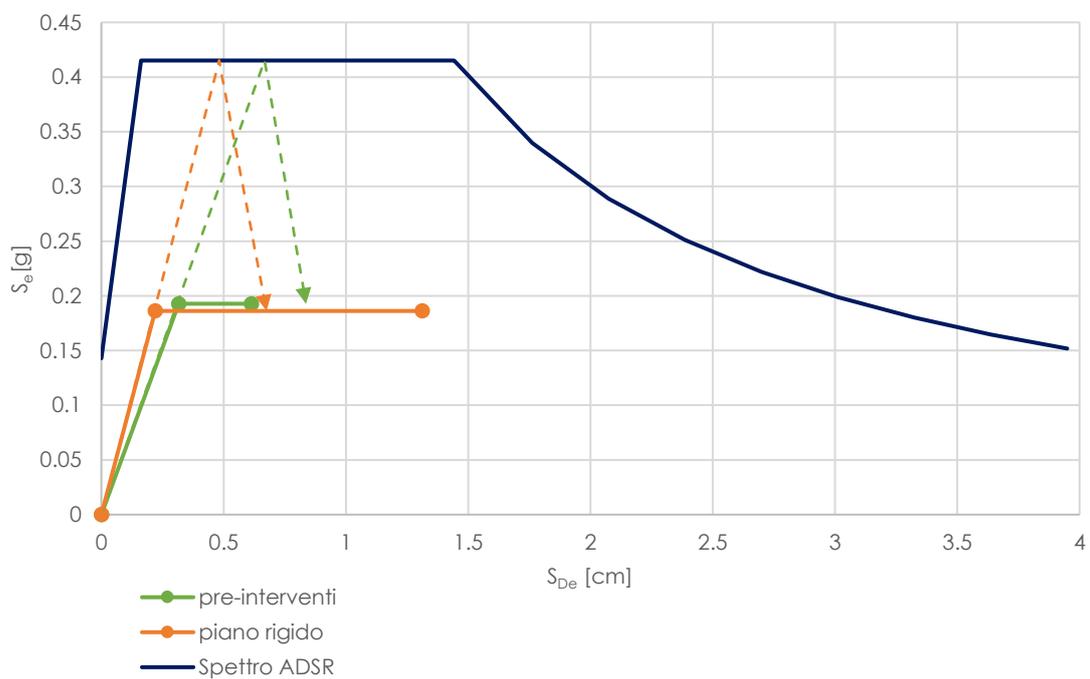


Grafico 5.2 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente variabile)

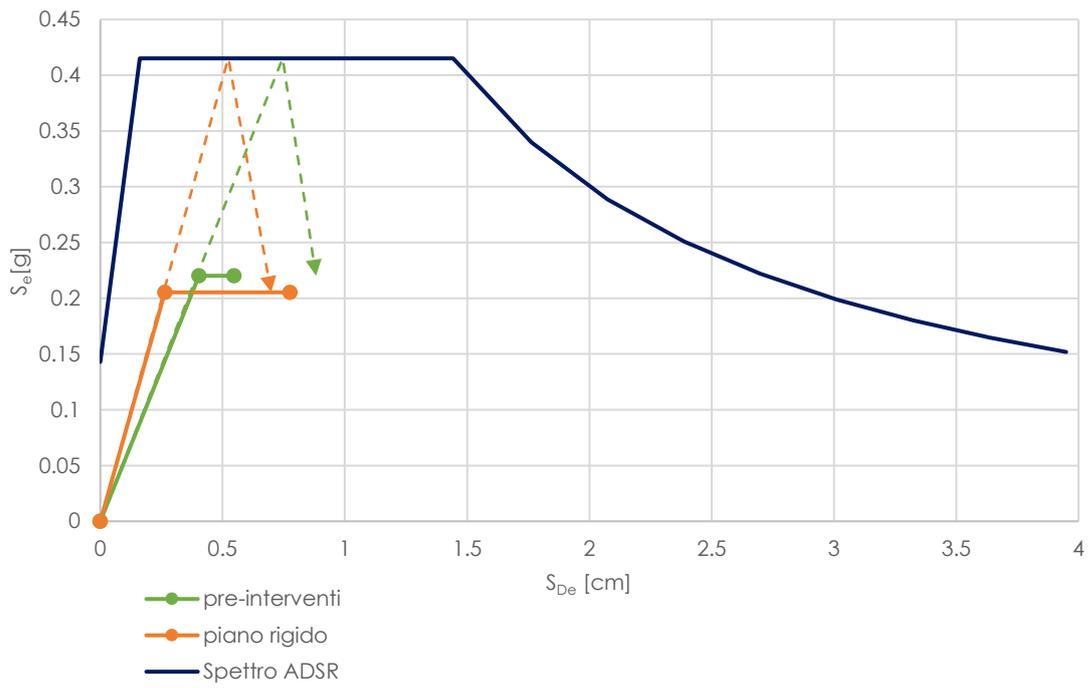


Grafico 5.3 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente uniforme)

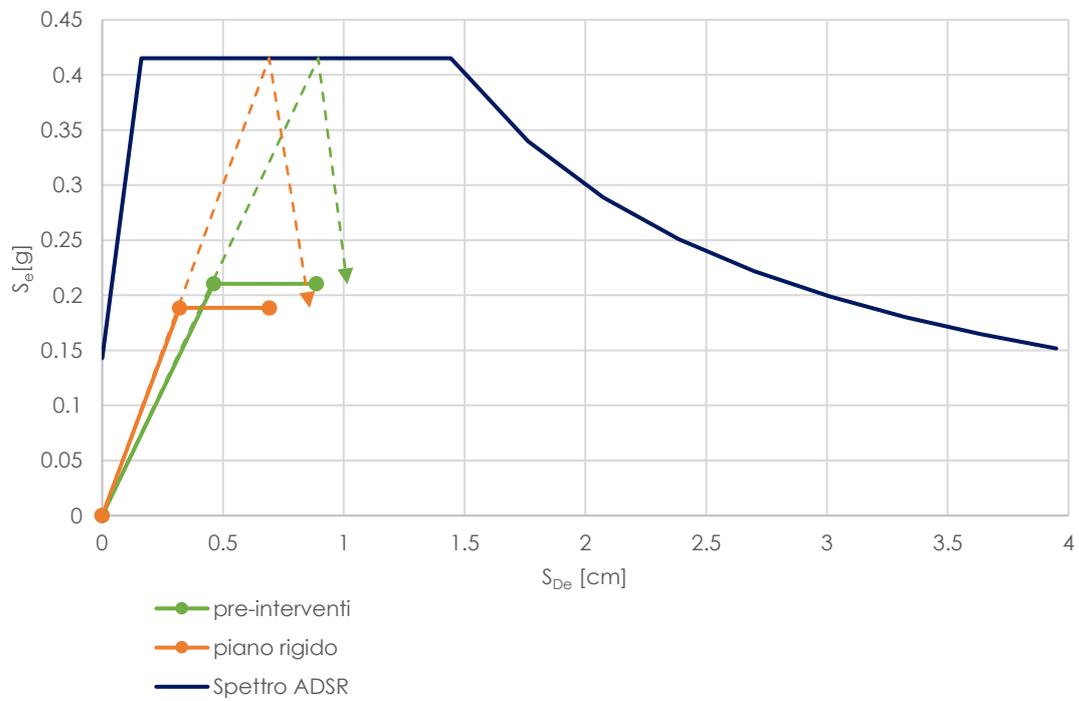


Grafico 5.4 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +Y (coefficiente uniforme)

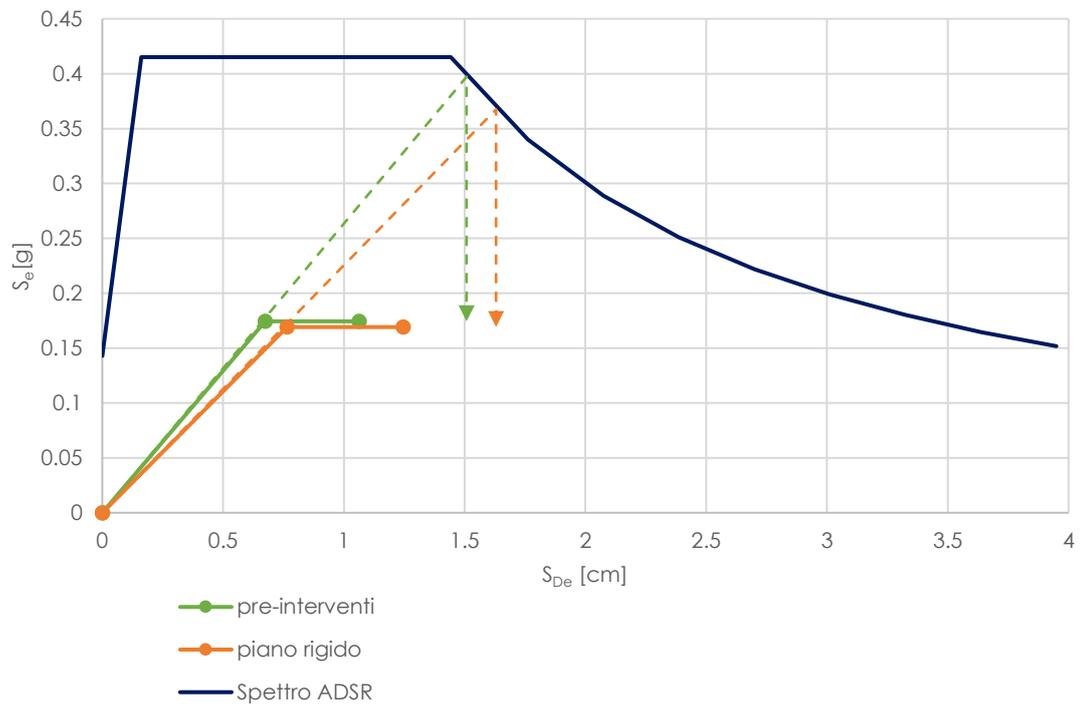


Grafico 5.5 – Confronto curve di capacità, Sisma -Y (coefficiente uniforme)

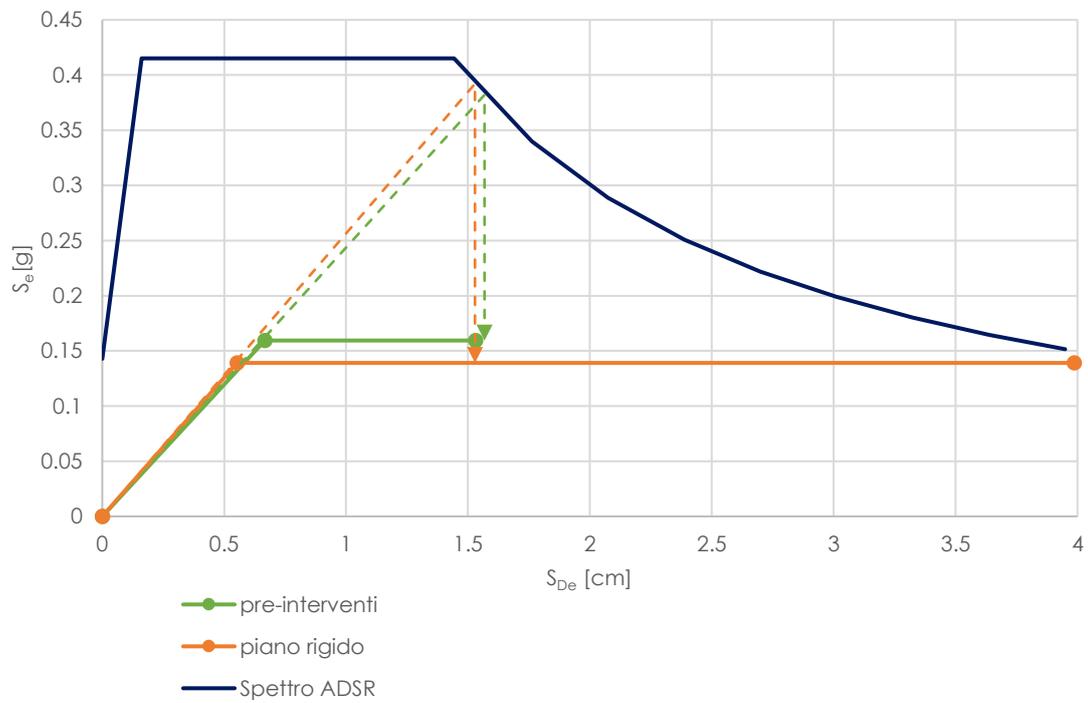


Tabella 5.1 – Rapporti Capacità di spostamento / Domanda di spostamento

		Rapporto Capacità/Domanda							
		Coefficiente variabile				Coefficiente uniforme			
		+X	-X	+Y	-Y	+X	-X	+Y	-Y
Punto 1	SLV	0.737	0.622	//	1.08	//	0.877	0.704	0.975
	SLD	1.225	1.399	//	1.139	//	1.337	1.116	1.257
Piano rigido	SLV	1.95	1.115	//	//	2.616	0.807	0.764	2.607
	SLD	1.183	1.304	//	//	1.186	1.198	1.206	1.069

Vengono posti a confronto i soli risultati ritenuti significati, cioè quelli in cui non è palese una problematica computazionale propria del software. Quindi comparando le risultanze, si perviene alle seguenti conclusioni:

- Dai risultati delle analisi dinamiche modali si riscontra un sostanziale irrigidimento e comportamento d'insieme anche nella zona caratterizzata dalla presenza di pilastri isolati, pur osservando comunque una minore rigidità rispetto al resto del fabbricato;
- Le verifiche lineari evidenziano, anche dopo gli interventi, notevoli criticità dovute alla scarsa qualità dei materiali. Tuttavia, il migliore collegamento e l'irrigidimento dei solai fa sì che sia realizzabile una redistribuzione delle azioni dalle pareti maggiormente sollecitate a quelle più scariche. Questa ripartizione delle sollecitazioni viene effettuata in modo automatico dal software di calcolo tramite il comando "aumenta svincolo in automatico". Tale analisi iterativa simula l'assestamento della struttura post-sisma, aumentando il grado di svincolo agli elementi maggiormente sollecitati, quindi ripartendo l'azione su quelli con una capacità di resistenza residua, fino a pervenire alla verifica dell'intero edificio o ad una struttura labile. Nel caso del modello pre-interventi tale comando non era stato utilizzato in quanto non perveniva ad una soluzione accettabile (struttura labile) a causa di una esigua capacità di redistribuzione delle sollecitazioni.

Le problematiche dovute alla presso-flessione sui maschi murari sono imputabili quasi esclusivamente ai carichi statici, mentre le criticità a taglio vengono attribuite all'azione sismica. Dal confronto tra le verifiche nella combinazione SLV è evidente il notevole miglioramento del comportamento complessivo del fabbricato a seguito degli interventi di irrigidimento dei solai ed ammorsamento delle pareti.

- Dall'analisi pushover si riscontra un irrigidimento della struttura ed un aumento delle risorse plastiche rispetto alla struttura pre-intervento. In particolare, si nota un deciso aumento, per quasi ogni caso di carico, della capacità di spostamento allo Stato Limite Ultimo generato appunto da una maggiore duttilità della struttura. Permane comunque ancora qualche caso di carico che non soddisfa la richiesta in

spostamento. Nel caso dello Stato Limite di Danno i valori, già soddisfacenti in precedenza, non variano considerevolmente.

- Si noti che non sono state eseguite l'analisi dei meccanismi locali in quanto gli interventi proposti hanno la funzione di collegare le pareti murarie tra loro e di conseguenza annullare la possibilità del verificarsi di un collasso della parete per ribaltamento della stessa.
- Permane l'impossibilità di stabilire un indice di vulnerabilità sismica in quanto le pessime qualità della muratura fanno sì che essa non sia verificata nemmeno nei confronti del caso di carico statico nella combinazione "quasi permanente".

Risulta quindi evidente la necessità di intervenire con operazioni tali da migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura.

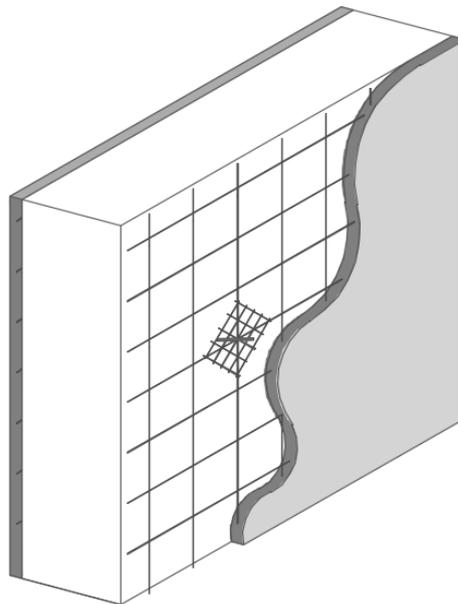
## 5.5. Miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Come già riportato al *paragrafo 3.7.5* "interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari", le principali operazioni utili a migliorare le caratteristiche meccaniche dei materiali e di conseguenza migliorare il comportamento non solo nei confronti dell'azione sismica ma anche nei riguardi delle azioni statiche sono:

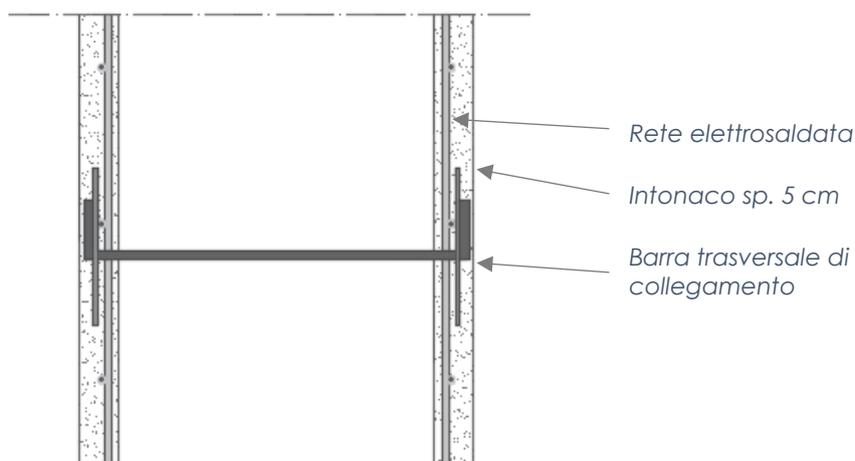
- L'intervento di cucì e scucì è utilizzato soprattutto per riparazioni localizzate di pareti lesionate o degradate. Nel caso in esame non si riscontrano porzioni di muratura ampiamente deteriorate tali da giustificare un loro ripristino. Inoltre, esso è un intervento locale che quindi non può essere ritenuto utile allo scopo in esame.
- Le iniezioni di miscele leganti mirano al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare. Tuttavia, tale tecnica risulta inefficace nel caso di murature con scarsa presenza di vuoti e quindi difficilmente iniettabili come pare il caso in esame. Perciò anche questo intervento non sembra efficace.
- L'intervento di ristilatura dei giunti può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, tuttavia non garantisce un incremento delle resistenze tale da risolvere le problematiche della struttura.
- L'inserimento di diatoni artificiali può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, migliorandone di conseguenza le caratteristiche. Nel caso in esame non risulta necessario tale intervento in quanto non si rilevano dilatazioni trasversali o distacchi tra i paramenti, infatti essi paiono sufficientemente ammortati.
- L'uso di tirantini anti-espulsivi, similmente all'intervento precedente, ha lo scopo di realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari. Risulta quindi anche esso superfluo per il consolidamento della struttura in esame.
- Il sistema di tirantatura diffusa nelle tre direzioni ortogonali può produrre un significativo miglioramento della qualità muraria. Tale intervento potrebbe essere utile allo scopo fissato e quindi da tenere in considerazione.
- L'inserimento di tirantini verticali post-tesi va escluso in quanto aumenta il livello di sollecitazione verticale in corrispondenza dell'ancoraggio e quindi peggiorerebbe ulteriormente la condizione attuale.
- Il placcaggio delle murature con intonaco armato, realizzato su entrambi i paramenti murari, migliora notevolmente le caratteristiche meccaniche della muratura rispondendo pienamente allo scopo prefissato. Bisogna porre comunque attenzione in quanto l'elevata rigidità degli elementi così rinforzati altera profondamente il comportamento originario della costruzione nei confronti dell'azione sismica.

- Il placcaggio con tessuti o lamine in materiale fibro-rinforzato, può rappresentare una soluzione nel caso di interventi locali, ma dato l'elevato costo non può essere utilizzato in forma estesa su tutto il fabbricato.
- Le perforazioni armate sono indicate per il miglioramento puntuale del collegamento tra elementi murari ma non possono essere intese come un intervento generalizzato di consolidamento.

Quindi l'intervento che più si addice allo scopo prefissato pare la disposizione dell'intonaco armato su alcune pareti del fabbricato o su tutte. Viene di seguito valutato il miglioramento che si ottiene mediante la messa in opera di tale soluzione operando quattro diverse ipotesi di disposizione dell'intonaco armato.



*Immagine 5.33 – Intonaco armato*



*Immagine 5.34 – Intonaco armato. Sezione trasversale.*

Il software di calcolo DOLMEN permette inserire l'intonaco armato all'interno della struttura sfruttando l'applicativo "rinforzi". Tramite questo comando, inserendo le proprietà della rete elettrosaldata e dell'intonaco di rivestimento, vengono modificate le caratteristiche meccaniche degli elementi sui quali viene disposto l'intonaco armato.

I valori per modellare l'intervento sono quelli riportati all'interno della *tabella 5.2*.

*Tabella 5.2 – Caratteristiche dell'intonaco armato.*

Rete elettrosaldata su ambedue le superfici della parete	
$E \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	230000
$f_m \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	450
$\epsilon_{ultima}$	25‰
$\phi [mm]$	8
<i>passo [cm]</i>	20
$\gamma_{modello}$	5
<i>coeff. confinamento muratura pietra</i>	2.5
<i>coeff. confinamento muratura mattone</i>	1.5
Betoncino	
<i>spessore [cm]</i>	5
$\gamma (p.s.) \left[ \frac{daN}{m^3} \right]$	1900

$\gamma_{modello}$  è un coefficiente riduttivo che viene applicato alla tensione di snervamento della rete elettrosaldata per ottenere la resistenza di calcolo, riassuntivo delle notevoli incertezze di questo tipo di meccanismo.

Il coefficiente di confinamento, utilizzabile solo se l'intonaco armato viene applicato su entrambe le facce della parete, è riportato nella *Tabella C8A.2.2* della Circolare applicativa. Tale coefficiente amplifica le caratteristiche della muratura ottenendo, quindi, i valori dei parametri meccanici della muratura modificati per l'introduzione dell'intonaco armato (vedi *tabella 5.3*).

Di seguito, oltre all'esecuzione delle precedenti analisi, verrà ricavata anche l'indice di vulnerabilità sismica definito come il rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e l'accelerazione al suolo di progetto allo SLV.

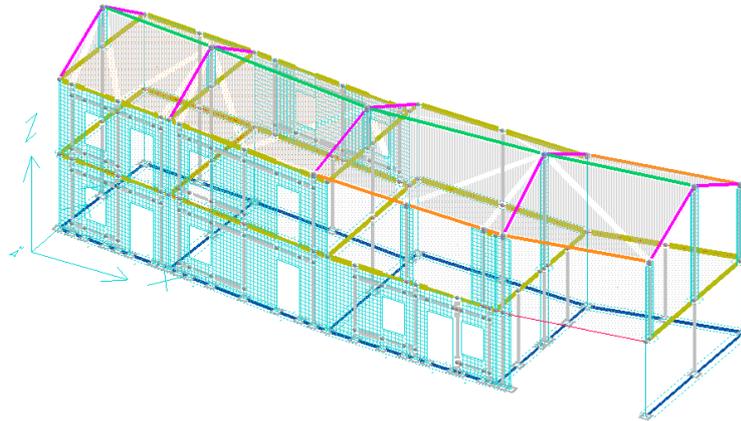
Per ottenere la capacità della struttura in termini di accelerazione al suolo si è seguito un procedimento iterativo che consiste nel ricercare il massimo coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica per la combinazione SLV che conduce alla verifica dell'intera struttura. In tale processo bisogna considerare nella verifica le sole combinazioni sismica (SLV).

Tabella 5.3 – Valori dei parametri meccanici modificati per l'inserimento dell'intonaco armato.

	Tipologia muraria	
	Muratura in ciottoli di pietra disposti in maniera caotica	Muratura in mattoni pieni
$f_m \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	262,5	420
$\tau_0 \left[ \frac{N}{cm^2} \right]$	5,25	9,75
$E \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	2075	2100
$G \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$	750	750

## 5.6. Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto sulle pareti con aperture

Le pareti che presentano le maggiori criticità sono tutte quelle provviste di aperture, come è evidenziato dall'output delle verifiche allo stato limite ultimo per la struttura che presenta il piano rigido ed efficaci collegamenti. Su tutte queste viene ipotizzato di disporre l'intonaco armato.



### 5.6.1. Analisi dinamica modale

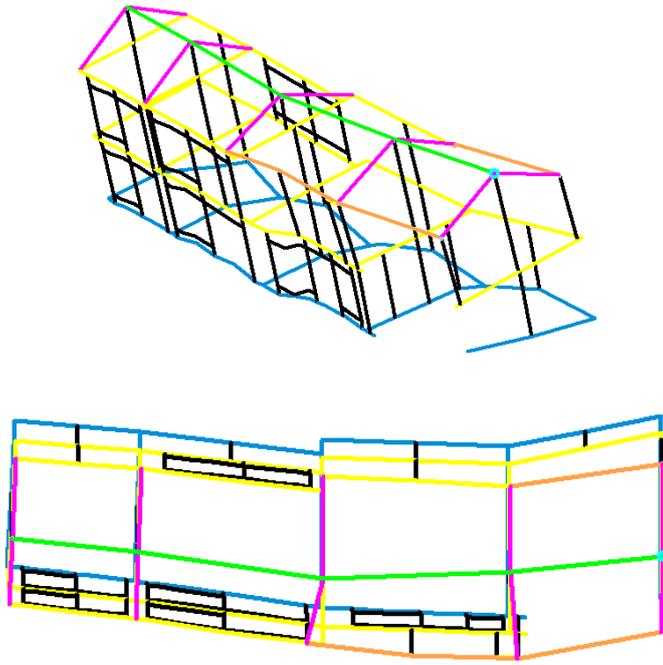
Dall'analisi dinamica modale si ricavano i periodi propri di vibrare principali della struttura, nonché la massa attivata da ognuno dei modi di vibrare.

#### Output Analisi dinamica modale software CDM DOLMEN

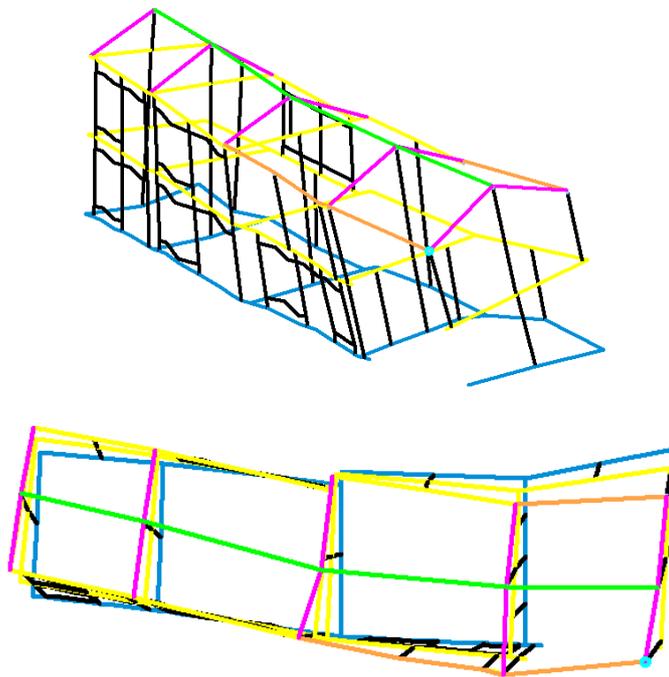
```
*** TABELLA AUTOVETTORI ***
```

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA		
		%X	%Y	%Z
1	0.328439	0.143	83.505	0.000
2	0.245240	36.605	0.223	0.000
3	0.148506	53.418	0.132	0.000
4	0.106143	0.117	7.071	0.000
----- MASSA TOTALE		90.284	90.931	0.000
-----				

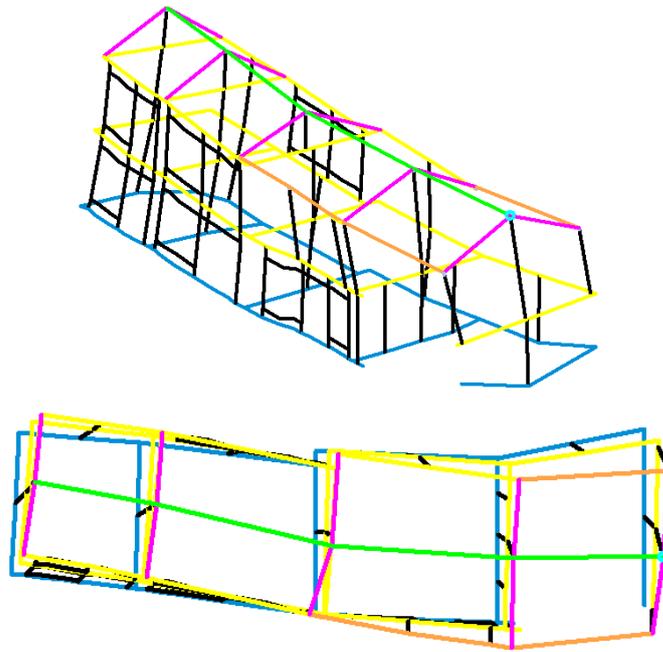
Si riportano di seguito le immagini relative ai principali modi di vibrare ricavati.



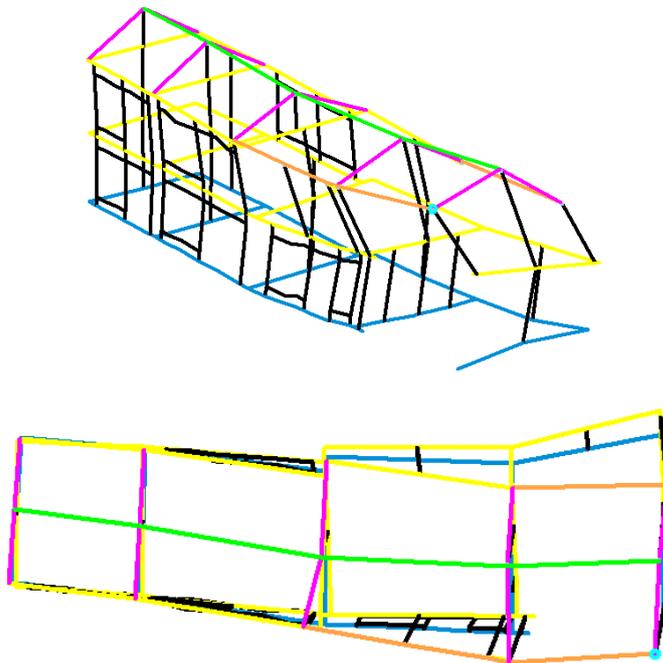
*Immagine 5.35 – Autovettore 1, Traslazione direzione Y.*



*Immagine 5.36 – Autovettore 2, Traslazione in direzione X e leggera Torsione dei pilastri isolati.*



*Immagine 5.37 – Autovettore 3, Traslazione in direzione X*



*Immagine 5.38 – Autovettore 4, Meccanismo locale di traslazione in direzione Y*

## 5.6.2. Analisi statica lineare

Si riportano di seguito i valori delle forze derivanti dall'analisi statica lineare da applicare alla struttura, nonché i baricentri delle masse.

### Output Analisi statica lineare software CDM DOLMEN

Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )

-----  
Valori risultanti per :

ag 1.168 [g/10]

Fo 2.468

TC\* 0.260

Edificio con struttura in muratura :

Fattore di comportamento q = 2.980

$q = q_0 * KR$  dove :

$q_0 = 1.75 * 1.7$

$KR = 1.0$  ( Edifici regolari in altezza )

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.152

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.139 per T1 = 0.328

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var\_abitazione\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 013 : Sisma X

Cond. 014 : Sisma Y

Cond. 015 : Torcente add. X

Cond. 016 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
40.0	17029	0.0138	234	2105	20747	928.0	80.2
255.0	23603	0.0878	2071	18601	183323	932.9	78.6
340.0	218295	0.1170	25544	951531	3078108	1136.3	435.8
555.0	23124	0.1910	4417	140218	234107	676.5	309.7
610.0	71974	0.2099	15110	550474	1820810	912.1	429.9
750.0	16332	0.2581	4216	32672	504772	1300.0	370.1

Eccentricità baricentro delle masse - baricentro delle rigidezze

Quota del piano 300 cm

Baricentro delle rigidezze:

Xk (centro delle rigidezze) 1074.3 [cm]

Yk (centro delle rigidezze) 726.4 [cm]

Baricentro delle masse:

Xg (baricentro) 1054.5 [cm]

Yg (baricentro) 399.4 [cm]

### 5.6.3. Verifiche lineari

Le verifiche lineari consistono nelle verifiche a: presso-flessione nel piano, taglio nel piano, presso-flessione fuori dal piano, sismica locale.

#### Output verifiche lineari software CDM DOLMEN

CASI UTILIZZATI PER LA VERIFICA DELLE MURATURE

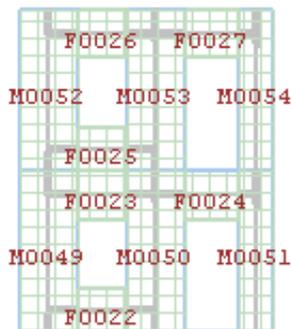
```
1 -- SLU SENZA SISMA
4 -- SLU con SISMAX PRINC
5 -- SLU con SISMAX PRINC
```

E' stata effettuata un redistribuzione del taglio fra pannelli appartenenti ad uno stesso piano di una parete, in accordo con le condizioni previste al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2018

UNITA' DI MISURA UTILIZZATE :

```
Lunghezze : cm
Forze      : daN
Momenti    : daNcm
```

-----  
 PARETE 1 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 470.00 , 135.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0049	09	01	110.8	45.0	275.0	3474	1.4	1	0.7	001
M0050	09	01	105.7	45.0	275.0	3314	1.4	1	0.7	001
M0051	09	01	65.4	45.0	275.0	2050	1.4	1	0.7	001
M0052	09	01	110.8	45.0	276.0	3474	1.4	1	0.7	001
M0053	09	01	105.7	45.0	276.0	3314	1.4	1	0.7	001
M0054	09	01	65.4	45.0	276.0	2050	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0049	1	0	+0.00	0	21579	264976
M0050	1	0	+0.00	0	15166	374344
M0051	1	0	+0.00	0	17548	0   NO
M0052	5	345420	+0.00	345420	4227	391421
M0053	5	274563	+0.00	274563	3524	341629
M0054	5	0	+0.00	0	1501	117770

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0049	1	18343	0	0.67	0	+0.00	0	2695
M0050	1	12850	0	0.67	0	+0.00	0	2212
M0051	1	15566	0	0.67	0	+0.00	0	1901
M0052	5	4227	345420	0.67	3210	+0.00	3210	3697
M0053	5	3524	274563	0.67	2555	+0.00	2555	3444
M0054	1	2873	0	0.67	0	+0.00	0	843

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0049	1	21579	29671	6.11		121972	
M0050	1	15166	20853	6.11		184021	
M0051	1	15566	21403	6.11		13841	NO
M0052	1	9954	13736	6.13		209507	
M0053	1	8526	11765	6.13		197041	
M0054	1	4855	6700	6.13		120098	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0049	0.21798	207	7099	4	13776	248873
M0050	0.21798	197	6772	5	9481	224022
M0051	0.21798	122	4190	5	11053	140755
M0052	0.31757	301	10379	4	5472	194154
M0053	0.31757	287	9901	4	4415	175080
M0054	0.31757	178	6126	5	2155	100375

M0051: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.923948 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Mrd/My = 0.646687 < 1.

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0022	10	01	1	11154	56471	1	492	280 [t]	001   NO
F0023	10	01	1	12548	71471	1	554	315 [t]	001   NO
F0024	10	01	1	15492	71471	1	615	315 [t]	001   NO
F0025	10	01	1	11154	56471	1	492	280 [t]	001   NO
F0026	10	01	1	12548	71471	1	554	315 [t]	001   NO
F0027	10	01	1	15492	71471	1	615	315 [t]	001   NO

F0022:  $Vrd/Vd = 0.568670 < 1.$

F0023:  $Vrd/Vd = 0.568670 < 1.$

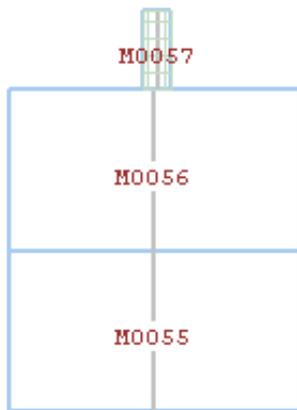
F0024:  $Vrd/Vd = 0.511783 < 1.$

F0025:  $Vrd/Vd = 0.568670 < 1.$

F0026:  $Vrd/Vd = 0.568670 < 1.$

F0027:  $Vrd/Vd = 0.511783 < 1.$

-----  
PARETE 2 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 30.00 , 730.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
	mat.	res.	caso	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0055	04	01	1	540.8	45.0	275.0	13872	1.4	1	0.7	
M0056	04	01	1	540.8	45.0	276.0	13872	1.4	1	0.7	
M0057	11	02	1	50.1	50.0	125.0	819	0.6	1	5.1	002

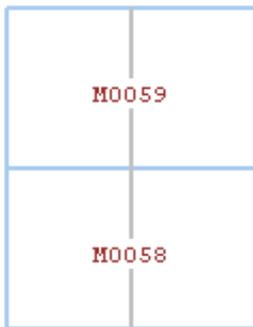
	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd
M0055	1	0	+0.00	0	43811	2168892
M0056	4	0	+0.00	0	3989	1014520
M0057	5	1367	+0.00	1367	1095	74696

		Taglio nel piano						
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0055	4	18606	0	1.00	0	+0.00	7044	
M0056	4	3989	0	1.00	0	+0.00	3878	
M0057	5	481	451	0.67	16	+0.00	1797	

		Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0055	1	43811	-	6.11	1.38	0.85	53695	
M0056	1	22923	-	6.13	1.38	0.85	53643	
M0057	1	2544	13089	2.50			104932	

		Sismica fuori piano					
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd		
M0055	0.21798	1008	4	23808	345435		
M0056	0.31757	1468	4	9191	178447		
M0057	0.39226	88	4	686	70782		

-----  
PARETE 3 - da ( 30.00 , 730.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
-----



#### VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0058	04 01	461.7	45.0	275.0	11843	1.4	1	0.7	
M0059	04 01	461.7	45.0	276.0	11843	1.4	1	0.7	

		Pressoflessione nel piano					
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0058	1	0	+0.00	0	57053	0   NO	
M0059	5	0	+0.00	0	2646	582678	

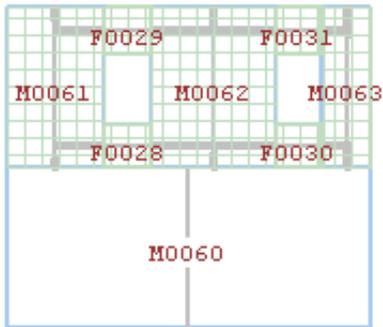
		Taglio nel piano						
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0058	4	29468	0	1.00	0	+0.00	7975	
M0059	5	2646	0	1.00	0	+0.00	3070	

		Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0058	1	57053	-	6.11	1.38	0.85	45841	
M0059	1	18866	-	6.13	1.38	0.85	45797	

		Sismica fuori piano					
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0058	0.21798	860	29580	4	33909	310913	
M0059	0.31757	1254	43250	4	7087	139719	

M0058: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.802503 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.803482 < 1.

-----  
 PARETE 4 - da ( 490.00 , 690.00 ) a ( 1160.00 , 605.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0060	04 01	675.4	45.0	275.0	17324	1.4	1	0.7	
M0061	09 01	181.4	45.0	276.0	5687	1.4	1	0.7	001
M0062	09 01	231.8	45.0	276.0	7267	1.4	1	0.7	001
M0063	09 01	90.7	45.0	276.0	2843	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0060	1	0	+0.00	0	62338	1457988
M0061	5	375391	-0.09	372946	11496	1239255
M0062	5	2178065	-0.24	2171642	1820	1212608
M0063	5	143836	+0.33	152705	2613	240924

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0060	5	27818	0	1.00	0	+0.00	0	9536
M0061	5	11854	358226	0.67	8956	-0.09	8903	6743
M0062	5	1683	1905807	0.84	48401	-0.24	48263	6899
M0063	5	1084	20576	0.67	764	+0.33	956	2582

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0060	1	62338	-	6.11	1.38	0.85	67059	
M0061	1	18383	25369	6.13			345157	
M0062	1	14205	19603	6.13			407390	
M0063	1	3396	4687	6.13			139025	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0060	0.21798	1259	43271	4	34315	455630
M0061	0.31757	493	16993	4	8948	317746
M0062	0.31757	629	21714	4	4579	308721
M0063	0.31757	246	8496	4	1848	121724

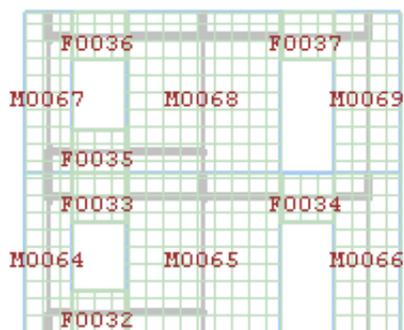
M0061: taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.757376 < 1.$   
M0062: pressoflessione nel piano - caso 5:  $Mrd/Md = 0.558383 < 1.$   
taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.142952 < 1.$

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione			Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0028	10 01	1	9974	56471	1	466	280 [t]	001   NO
F0029	10 01	1	11220	71471	1	524	315 [t]	001   NO
F0030	10 01	1	9974	56471	1	466	280 [t]	001   NO
F0031	10 01	1	11220	71471	1	524	315 [t]	001   NO

F0028:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$   
F0029:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$   
F0030:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$   
F0031:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$

-----  
 PARETE 5 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 1160.00 , 35.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0064	09 01	90.9	45.0	275.0	2850	1.4	1	0.7	001
M0065	09 01	288.0	45.0	275.0	9029	1.4	1	0.7	001
M0066	09 01	121.3	45.0	275.0	3803	1.4	1	0.7	001
M0067	09 01	90.9	45.0	276.0	2850	1.4	1	0.7	001
M0068	09 01	288.0	45.0	276.0	9029	1.4	1	0.7	001
M0069	09 01	121.3	45.0	276.0	3803	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0064	5	251994	+0.56	266818	12137	365998	
M0065	5	2406966	-0.56	2392143	21802	3303765	
M0066	1	0	+0.00	0	26155	208400	
M0067	5	242014	+0.28	256045	3951	274741	
M0068	5	4363869	-0.69	4328998	8752	2467035	NO
M0069	5	481438	+0.41	502279	7613	552403	

Taglio nel piano									
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd		
M0064	5	10606	35999	0.67	1340	+0.56	1674	3892	
M0065	5	22204	2349185	1.00	58730	-0.56	58395	14096	NO
M0066	1	21953	0	0.67	0	+0.00	0	3082	
M0067	5	3951	242014	0.67	2789	+0.28	3107	3107	
M0068	5	9153	4421650	1.00	110541	-0.69	109751	11385	NO
M0069	5	4381	0	0.67	1888	+0.41	2360	4008	

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0064	1	18204	25030	6.11		90196
M0065	1	33231	45692	6.11		542781
M0066	1	26155	35963	6.11		82745
M0067	1	9424	13005	6.13		172912
M0068	1	13464	18580	6.13		470241
M0069	1	16113	22235	6.13		219830

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0064	0.21798	169	5824	4	11371	204251
M0065	0.21798	537	18451	4	19376	559980
M0066	0.21798	226	7771	4	15534	272853
M0067	0.31757	247	8515	4	4717	161984
M0068	0.31757	782	26978	4	6325	393869
M0069	0.31757	329	11363	4	5997	212637

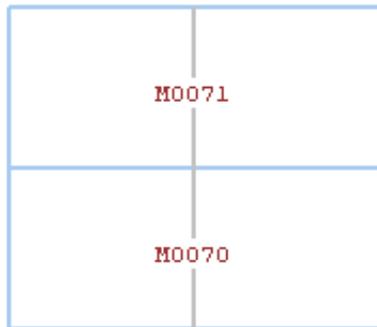
M0065: taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.241393 < 1.$   
M0068: pressoflessione nel piano - caso 5:  $Mrd/Md = 0.569886 < 1.$   
taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.103731 < 1.$

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione			Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0032	10 01	1	12519	56471	1	522	280 [t]	001   NO
F0033	10 01	1	14084	71471	1	587	315 [t]	001   NO
F0034	10 01	1	15604	71471	1	618	315 [t]	001   NO
F0035	10 01	1	12519	56471	1	522	280 [t]	001   NO
F0036	10 01	1	14084	71471	1	587	315 [t]	001   NO
F0037	10 01	1	15604	71471	1	618	315 [t]	001   NO

F0032:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0033:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0034:  $Vrd/Vd = 0.509941 < 1.$   
F0035:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0036:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0037:  $Vrd/Vd = 0.509941 < 1.$

-----  
PARETE 6 - da ( 1160.00 , 660.00 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0070	04	01	690.5	45.0	275.0	17711	1.4	1	0.7	
M0071	04	01	690.5	45.0	276.0	17711	1.4	1	0.7	

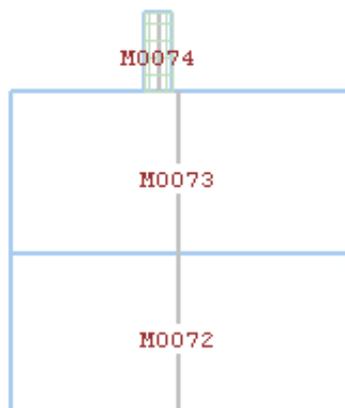
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0070	1	0	+0.00	0	57281	3232732
M0071	4	0	+0.00	0	8361	2604558

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0070	4	23436	0	1.00	0	+0.00	8940
M0071	4	8361	0	1.00	0	+0.00	5864

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0070	1	57281	-	6.11	1.38	0.85	68558
M0071	1	38803	-	6.13	1.38	0.85	68492

Sismica fuori piano					
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0070	0.21798	1287	4	30078	438936
M0071	0.31757	1875	4	15002	278389

-----  
PARETE 7 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1160.00 , 660.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0072	04	01	625.0	50.0	275.0	17812	1.4	1	0.7	
M0073	04	01	625.0	50.0	276.0	17812	1.4	1	0.7	
M0074	11	02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	5.4	002

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0072	4	0	+0.00	0	13552	3568200
M0073	5	0	+0.00	0	2227	677804
M0074	5	8925	+0.00	8925	1953	90431

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0072	4	13552	0	1.00	0	+0.00	0	7100
M0073	1	2895	0	1.00	0	+0.00	0	3598
M0074	5	1340	3291	0.67	50	+0.00	50	2008

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0072	1	43191	-	5.50	1.38	0.87	70772	
M0073	1	23156	-	5.52	1.38	0.87	70712	
M0074	1	5877	31753	2.50				147683

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0072	0.21798	1294	44491	5	20231	386912
M0073	0.31757	1886	65052	4	8906	199620
M0074	0.39226	88	1379	4	1545	88650

-----  
PARETE 8 - da ( 1850.00 , 633.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0075	04	01	571.1	50.0	275.0	16276	1.4	1	0.7	

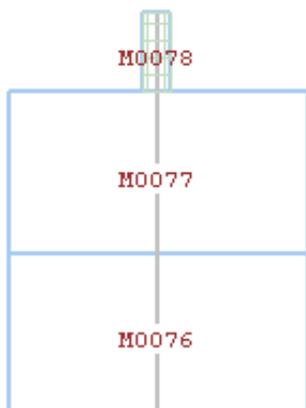
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0075	1	0	+0.00	0	47167	3373102

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0075	4	17483	0	1.00	0	+0.00	7500

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0075	1	47167	-	5.50	1.38	0.87	64669

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0075	0.21798	1183	40654	5	23587	412849

-----  
 PARETE 9 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0076	04	01	555.4	55.0	275.0	17412	1.4	1	0.7	
M0077	04	01	555.4	55.0	276.0	17412	1.4	1	0.7	
M0078	11	02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	0.4	002

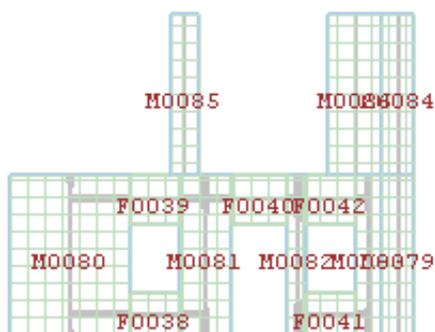
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0076	4	0	+0.00	0	15944	3588690
M0077	4	0	+0.00	0	1494	407528
M0078	4	1277	+0.00	1277	1765	87024

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0076	4	15944	0	1.00	0	+0.00	7495
M0077	4	1494	0	1.00	0	+0.00	3641
M0078	5	1152	288	0.67	9	+0.00	1965

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0076	1	45284	-	5.00	1.38	0.89	70643
M0077	1	24134	-	5.02	1.38	0.89	70589
M0078	1	4635	2897	2.50			134661

Sismica fuori piano					
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0076	0.21798	1265	4	22473	452960
M0077	0.31757	1843	4	8023	199606
M0078	0.39226	88	4	1356	84818

-----  
PARETE 10 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1910.00 , 0.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0079	11 02	60.1	50.0	275.0	1965	1.4	1	10.8	002
M0080	09 01	225.2	50.0	275.0	7702	1.4	1	0.7	001
M0081	09 01	95.1	50.0	275.0	3252	1.4	1	0.7	001
M0082	09 01	35.0	50.0	275.0	1197	1.4	1	0.7	001
M0083	09 01	50.1	50.0	275.0	1713	1.4	1	0.7	001
M0084	11 02	60.1	50.0	276.0	1965	1.4	1	2.0	002
M0086	09 01	100.1	50.0	276.0	3423	1.4	1	0.7	001
M0085	11 02	50.1	50.0	275.0	1638	1.4	1	1.2	002

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0079	4	95887	+0.00	95887	2845	141136	
M0080	4	5387276	-0.36	5366580	5673	1462392	NO
M0081	4	330849	+0.36	351545	8673	400442	
M0082	1	0	+0.00	0	7297	32247	
M0083	1	0	+0.00	0	10380	67018	
M0084	5	100835	+0.00	100835	1572	113448	
M0086	5	212232	+0.00	212232	487	218681	
M0085	4	77016	+0.00	77016	2846	106069	

Taglio nel piano									
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd		
M0079	4	1125	69024	0.67	628	+0.00	628	2300	
M0080	4	5384	4040457	0.82	119717	-0.36	119278	7895	NO
M0081	4	6925	47264	0.67	1759	+0.36	2198	3741	
M0082	1	6739	0	0.67	0	+0.00	0	967	
M0083	1	9183	0	0.67	0	+0.00	0	1352	
M0084	5	1572	100835	0.67	872	+0.00	872	2405	
M0086	5	487	39199	0.67	1660	+0.00	1660	2753	
M0085	4	1412	12165	0.67	247	+0.00	247	2028	

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0079	1	4770	44215	5.50		151715
M0080	1	19590	26936	5.50		498768
M0081	1	14153	19460	5.50		207565
M0082	1	7297	10033	5.50		52269
M0083	1	10380	14272	5.50		75911
M0084	1	5699	11544	5.52		163357
M0086	1	5611	7744	5.52		197231
M0085	1	5375	7391	5.50		143017

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0079	0.21798	118	4053	4	1862	106664
M0080	0.21798	466	16031	4	8895	413929
M0081	0.21798	197	6770	4	7799	226882
M0082	0.21798	72	2491	4	4156	92663
M0083	0.21798	104	3566	4	5438	129983
M0084	0.31757	172	5926	4	2309	115514
M0086	0.31757	302	10419	4	1771	145666
M0085	0.31757	143	4922	4	2027	98268

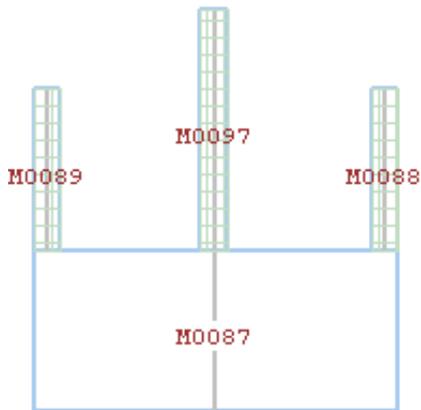
M0080: pressoflessione nel piano - caso 4: Mrd/Md = 0.272500 < 1.  
 taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.066191 < 1.

VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione				Taglio		
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0038	10 01	1	12030	62745	1	534	311 [t]	001   NO
F0039	10 01	1	13534	79412	1	601	350 [t]	001   NO
F0040	10 01	1	18421	79412	1	701	350 [t]	001   NO
F0041	10 01	1	12030	62745	1	534	311 [t]	001   NO
F0042	10 01	1	13534	79412	1	601	350 [t]	001   NO

F0038: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.  
 F0039: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.  
 F0040: Vrd/Vd = 0.499282 < 1.  
 F0041: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.  
 F0042: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.

-----  
 PARETE 11 - da ( 2410.00 , 70.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0087	04	01	675.0	55.0	275.0	21161	1.4	1	0.7	
M0088	11	02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	2.6	002
M0089	11	02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	2.8	002
M0097	11	02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	1.8	002

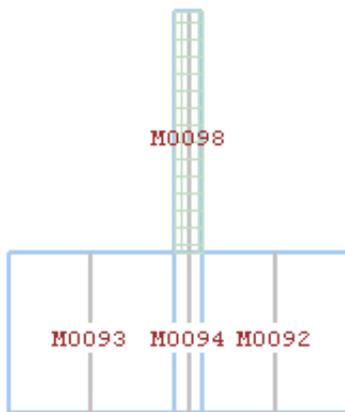
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0087	4	0	+0.00	0	10875	3279917
M0088	5	2221	+0.00	2221	971	72031
M0089	5	2225	+0.00	2225	1029	73150
M0097	5	3283	+0.00	3283	528	63177

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0087	4	10875	0	1.00	0	+0.00	0	7230
M0088	5	971	2221	0.67	8	+0.00	8	1922
M0089	5	1029	2225	0.67	8	+0.00	8	1936
M0097	5	528	3283	0.67	8	+0.00	8	1807

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0087	1	45999	-	5.00	1.38 0.89	85855	
M0088	1	4517	11615	5.50			133239
M0089	1	4514	12792	5.50			133201
M0097	1	6329	13448	8.50			151551

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0087	0.21798	1538	52855	4	18810	422133
M0088	0.31757	143	4912	5	1585	89450
M0089	0.31757	143	4912	4	1642	90596
M0097	0.34247	231	12281	4	1447	86677

-----  
PARETE 12 - da ( 1850.00 , 2.80 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0092	04 01	270.2	40.0	275.0	6161	1.4	1	0.7	
M0093	04 01	310.0	40.0	275.0	7068	1.4	1	0.7	
M0094	05 02	50.0	50.0	275.0	1350	1.4	1	0.7	
M0098	11 02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	2.0	002

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0092	1	0	+0.00	0	34249	0   NO
M0093	5	0	+0.00	0	6160	782614
M0094	1	0	+0.00	0	15578	0   NO
M0098	5	148944	+0.00	148944	8858	173921

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0092	4	17439	0	0.98	0	+0.00	0	4331
M0093	5	6160	0	1.00	0	+0.00	0	2980
M0094	4	8856	0	0.67	0	+0.00	0	1792
M0098	5	6712	19340	0.67	329	+0.00	329	2879

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0092	1	34249	-	6.88	1.38	0.82	23062	NO
M0093	1	19473	-	6.88	1.38	0.82	26459	
M0094	1	15578	-	5.50	1.38	0.87	15098	NO
M0098	1	17214	36579	8.50				104593

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0092	0.21798	448	15387	4	19749	132971
M0093	0.21798	514	17654	4	8811	130759
M0094	0.21798	98	3372	5	9362	114732
M0098	0.34247	231	12281	4	7631	177498

M0092: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.695420 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.673368 < 1.  
 M0094: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.943100 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Nrd/Nd = 0.969207 < 1.

## Output visivo riassuntivo dei risultati riportati in precedenza

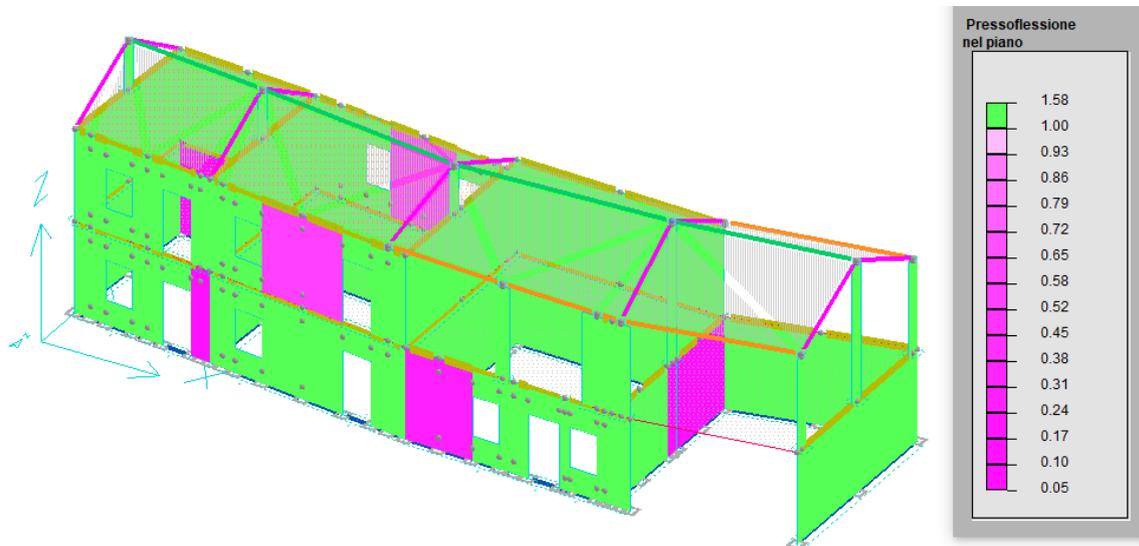


Immagine 5.39 – Presso-flessione nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

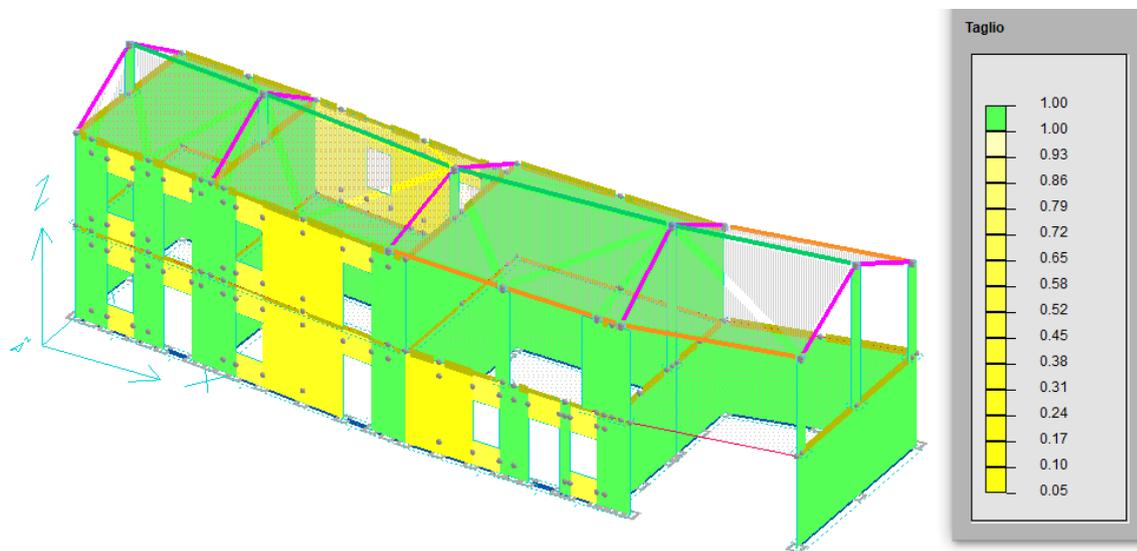


Immagine 5.40 – Taglio nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il taglio resistente  $V_{Rd}$  ed il taglio sollecitante  $V_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

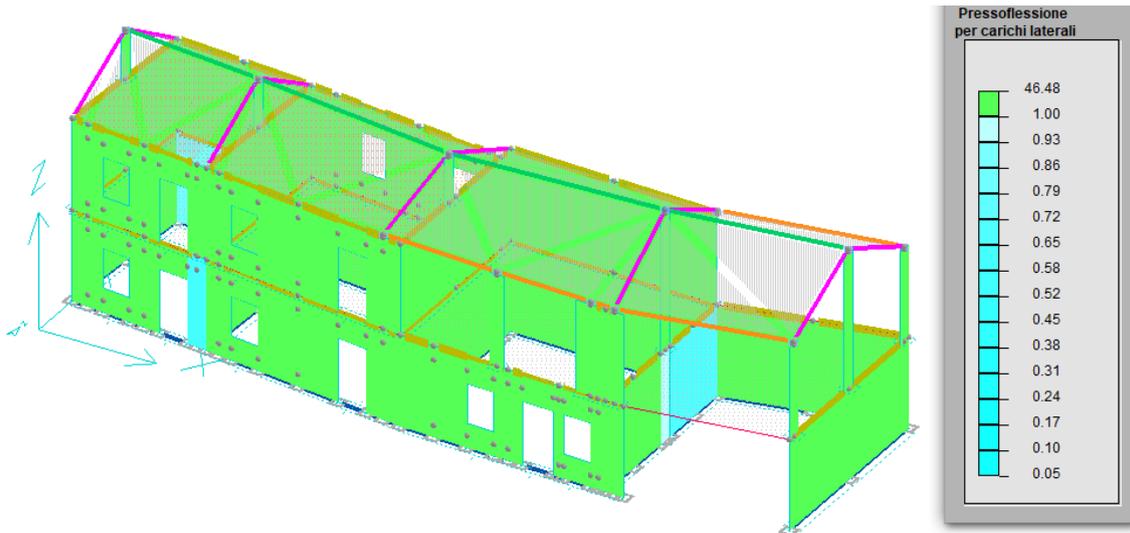


Immagine 5.41 – Presso-flessione fuori dal piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

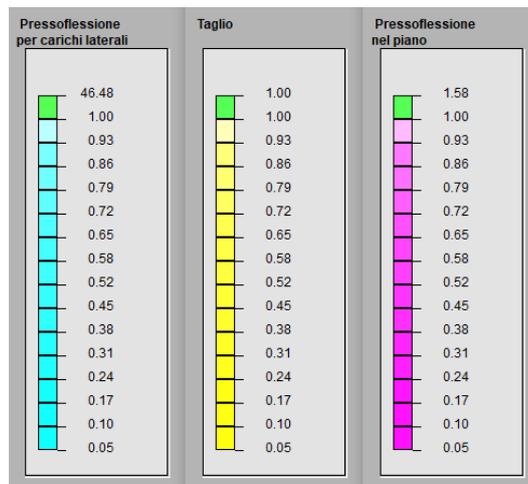
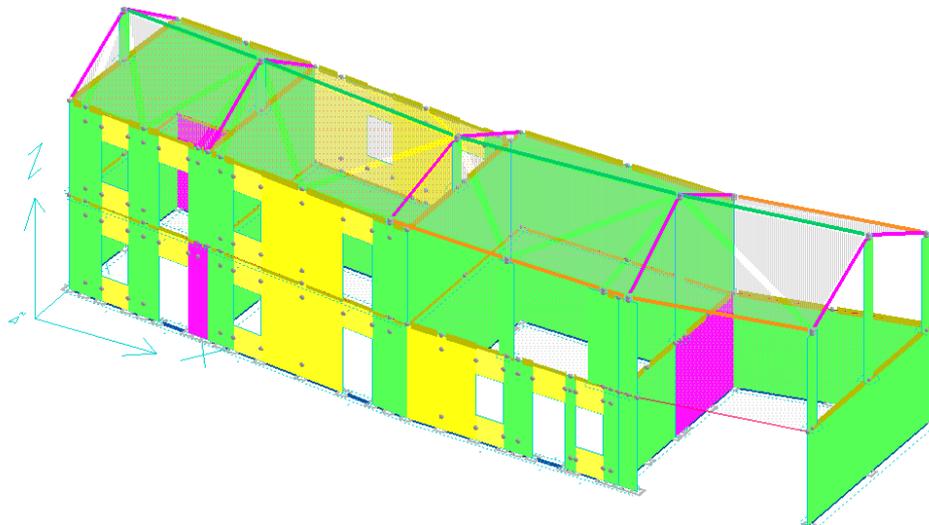


Immagine 5.42 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLU+SLV.

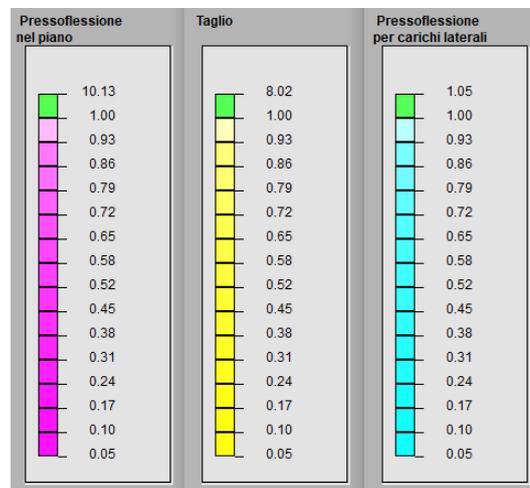
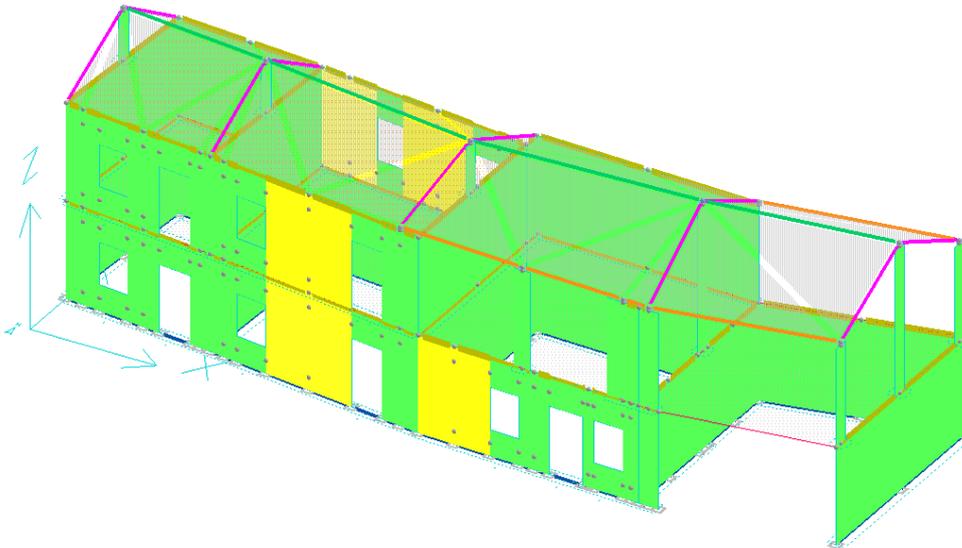


Immagine 5.43 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLV.

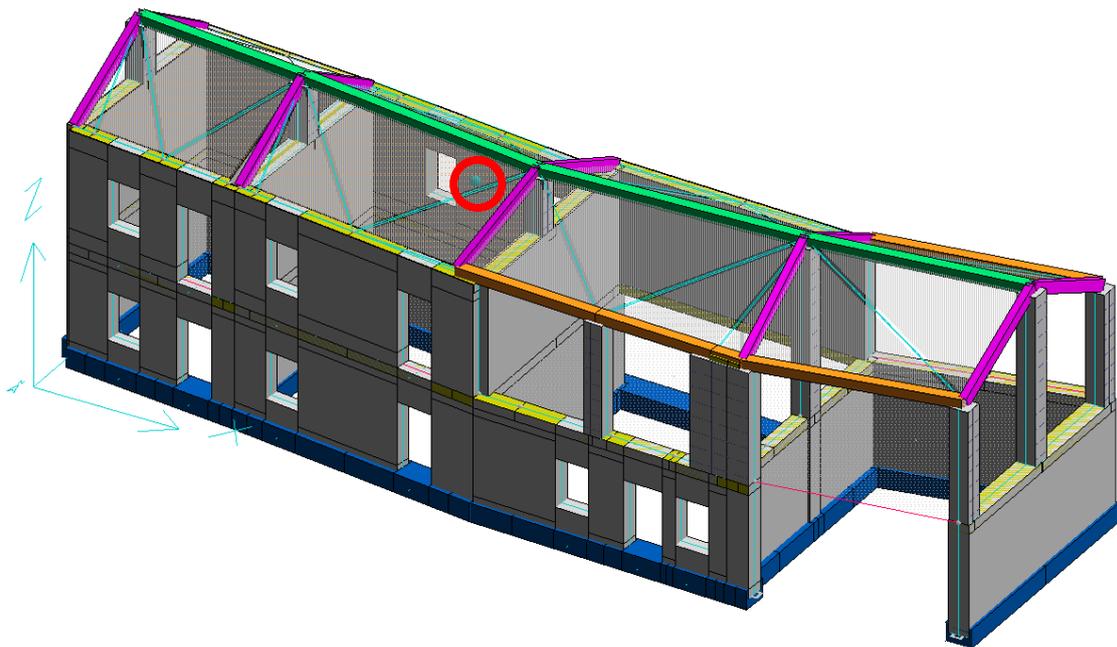
#### 5.6.4. Analisi pushover

Per mezzo dell'analisi pushover si ricavano le curve di capacità in spostamento della struttura. Il software di calcolo CDM DOLMEN restituisce il grafico Forza – Spostamento per il sistema MDOF (Multi Degree Of Freedom).

Successivamente verranno creati i grafici ADRS (spostamento spettrale – accelerazione spettrale) sui quali si riporteranno le curve di capacità del sistema ad un grado di libertà SDOF per l'analisi pre-intervento e post-intervento, nonché lo spettro di risposta allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per effettuare il confronto diretto e valutarne i benefici.

#### Output analisi pushover software CDM DOLMEN

Coordinate punto di controllo ( 912.1 , 429.9 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.304

Verifica SLD = 0.424

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 89163$  daN

$d_y = 0.478$  cm

$F_y = 82017$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.887$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.478$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 0.678$  cm

$d^*y = 0.365$  cm

$F^*y = 62683$  daN

$m^* = 250594$  Kg

$T^* = 0.240$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.7230$  cm

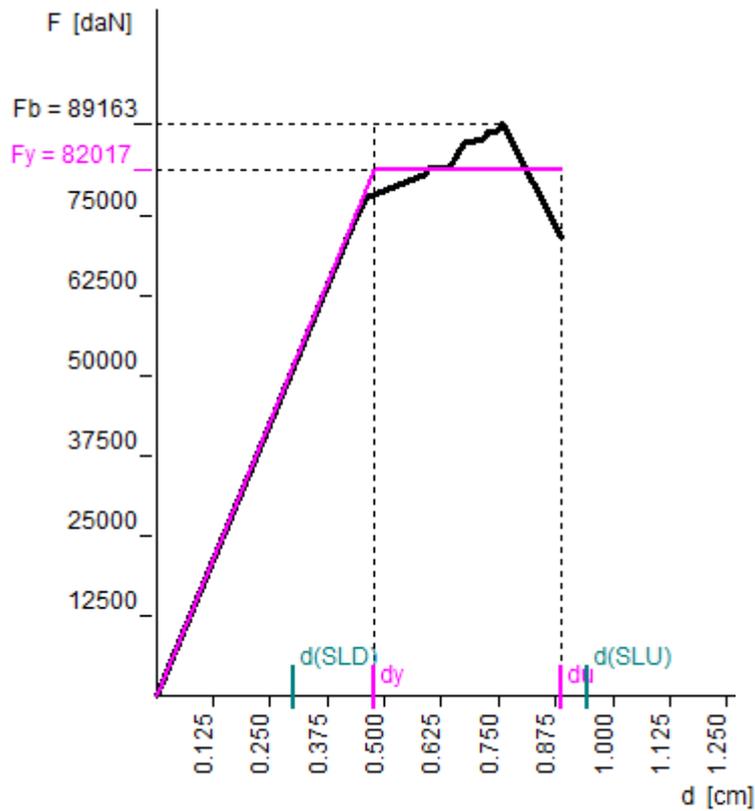
$d^*max$  (SLD) =  $0.2299$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.946$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.301$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.938$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.590$



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -91015$  daN

$d_y = 0.335$  cm

$F_y = 84779$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.243$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.335$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 0.950$  cm

$d^*y = 0.256$  cm

$F^*y = 64795$  daN

$m^* = 250594$  Kg

$T^* = 0.198$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.5342$  cm

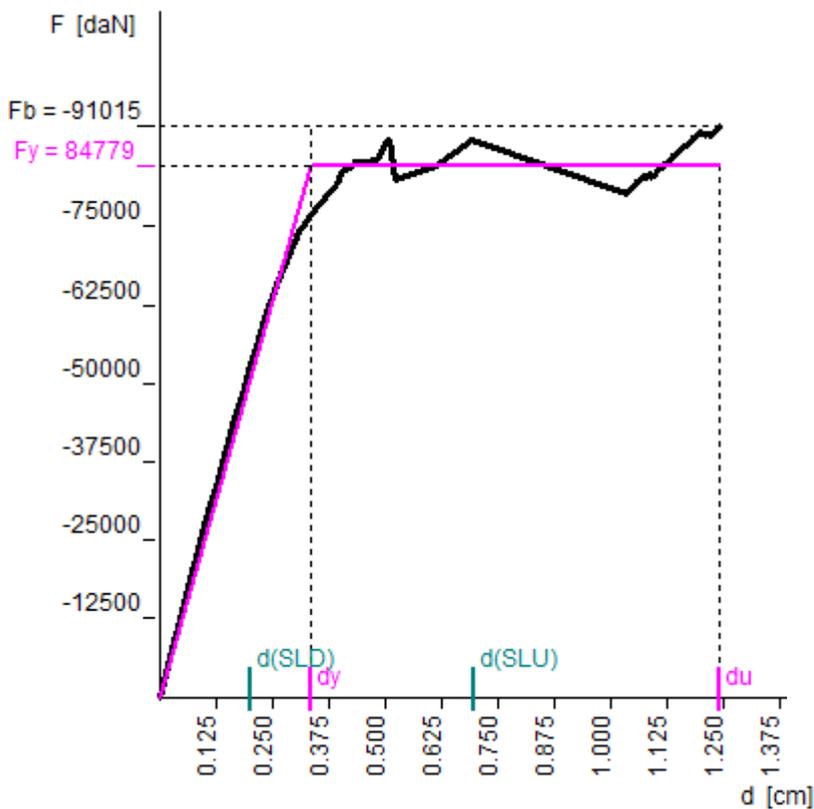
$d^*max$  (SLD) =  $0.1557$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.699$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.204$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.778$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.643$



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 50183$  daN

$d_y = 0.670$  cm

$F_y = 46390$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.064$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.274$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 0.813$  cm

$d^*y = 0.512$  cm

$F^*y = 35455$  daN

$m^* = 250594$  Kg

$T^* = 0.378$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.4596$  cm

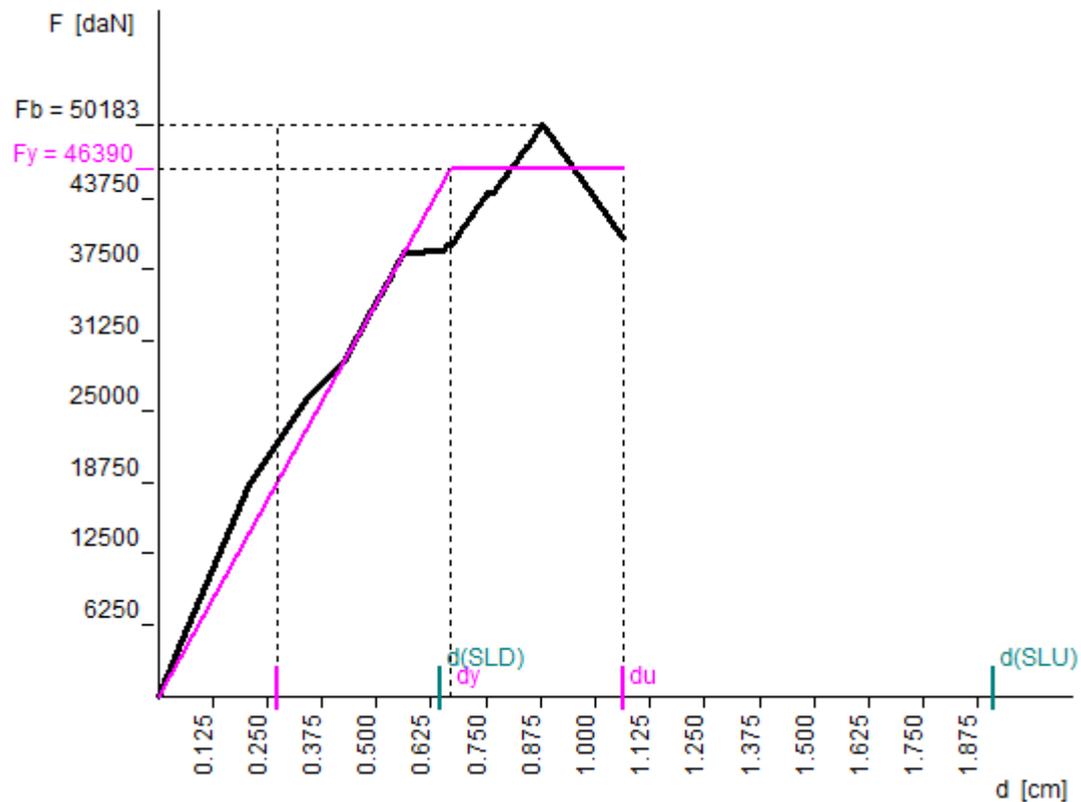
$d^*max$  (SLD) =  $0.4936$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.910$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.646$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.557$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.424$



004) - Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -42128$  daN

$d_y = 0.471$  cm

$F_y = 41037$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.501$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.471$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 0.383$  cm

$d^*y = 0.360$  cm

$F^*y = 31364$  daN

$m^* = 250594$  Kg

$T^* = 0.337$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.2603$  cm

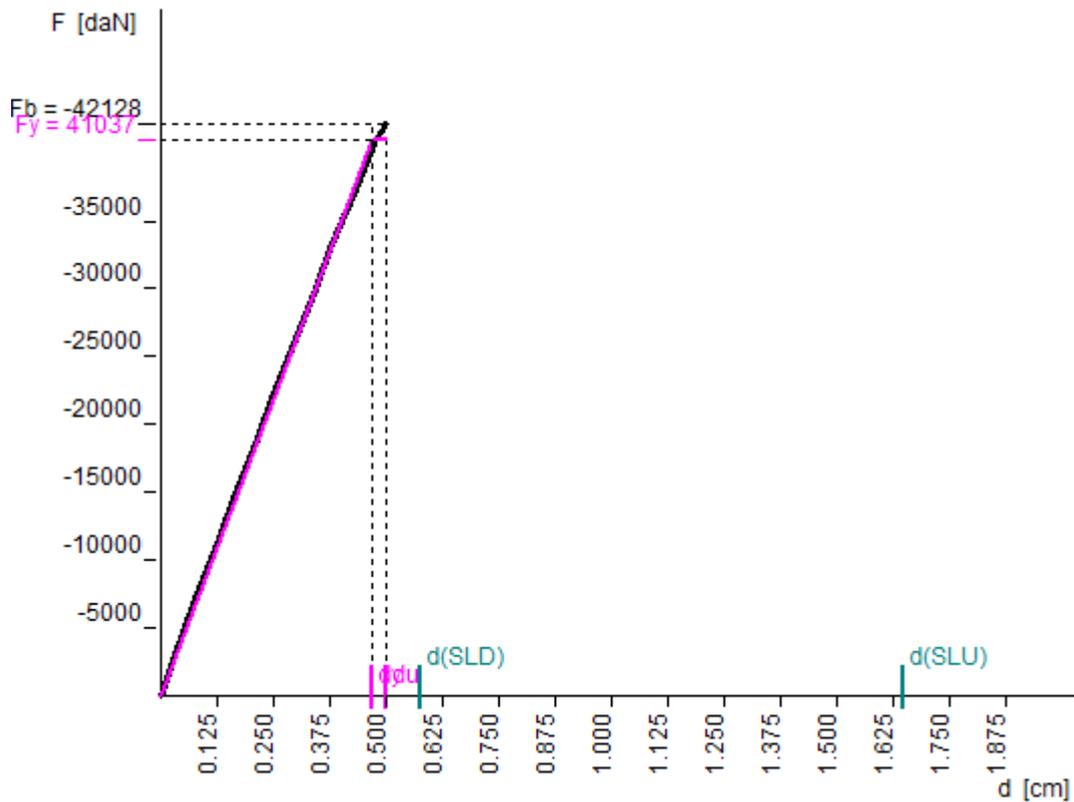
$d^*max$  (SLD) =  $0.4398$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.649$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.575$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.304$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.818$



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 99163$  daN

$d_y = 0.375$  cm

$F_y = 87724$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.048$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.375$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.048$  cm

$d^*y = 0.375$  cm

$F^*y = 87724$  daN

$m^* = 377658$  Kg

$T^* = 0.252$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.7933$  cm

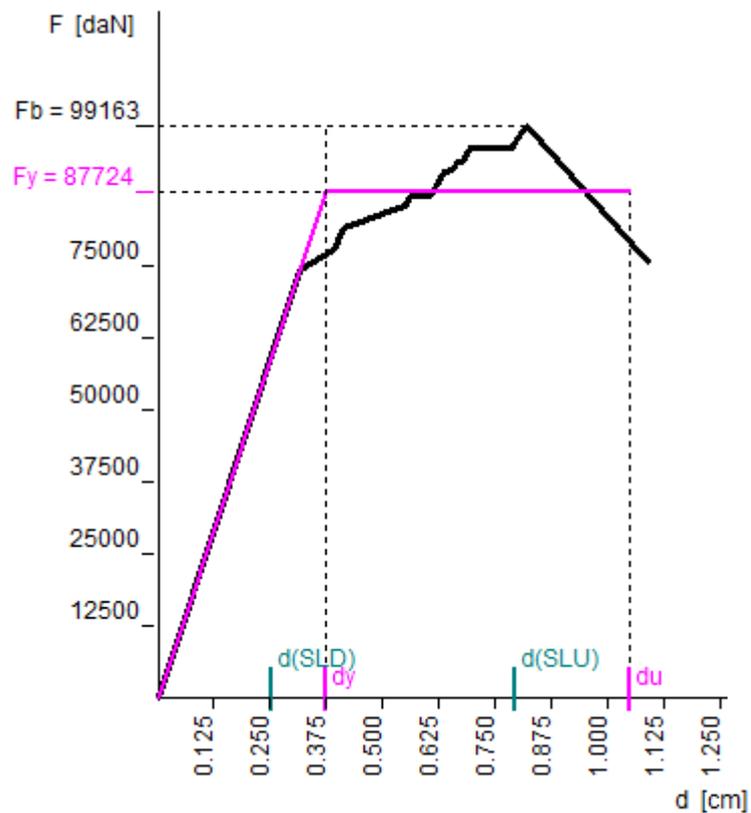
$d^*max$  (SLD) =  $0.2539$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.793$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.254$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.321$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.476$



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -95367$  daN

$d_y = 0.288$  cm

$F_y = 85216$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.204$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.288$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.204$  cm

$d^*y = 0.288$  cm

$F^*y = 85216$  daN

$m^* = 377658$  Kg

$T^* = 0.224$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.6740$  cm

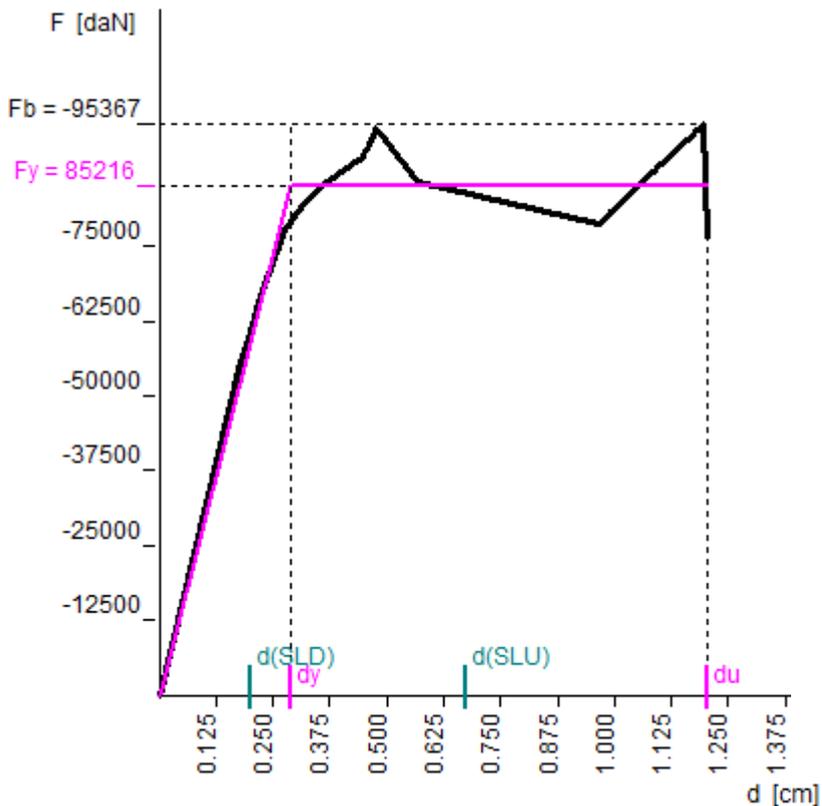
$d^*max$  (SLD) =  $0.2007$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.674$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.201$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.786$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.434$



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 69071$  daN

$d_y = 0.762$  cm

$F_y = 63445$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.267$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.667$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.267$  cm

$d^*y = 0.762$  cm

$F^*y = 63445$  daN

$m^* = 377658$  Kg

$T^* = 0.423$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.6337$  cm

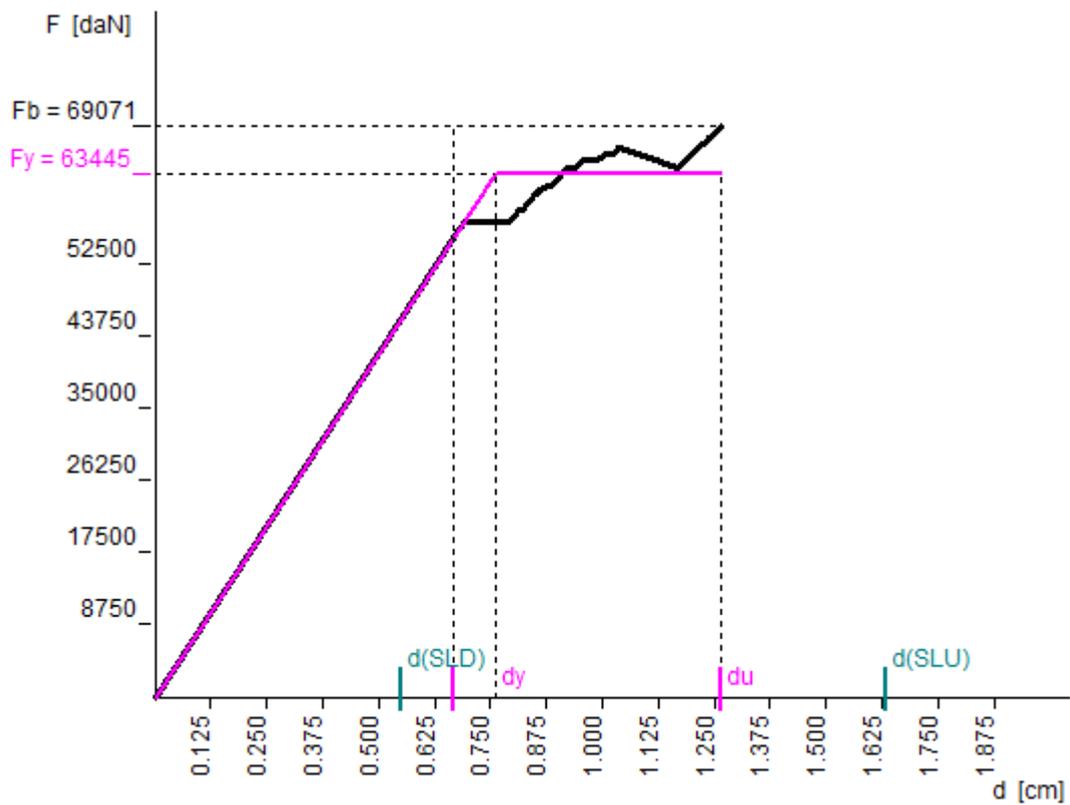
$d^*max$  (SLD) =  $0.5525$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.634$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.552$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.775$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.207$



008) - Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -68608$  daN

$d_y = 0.631$  cm

$F_y = 61440$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.432$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.631$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.432$  cm

$d^*y = 0.631$  cm

$F^*y = 61440$  daN

$m^* = 377658$  Kg

$T^* = 0.391$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.5107$  cm

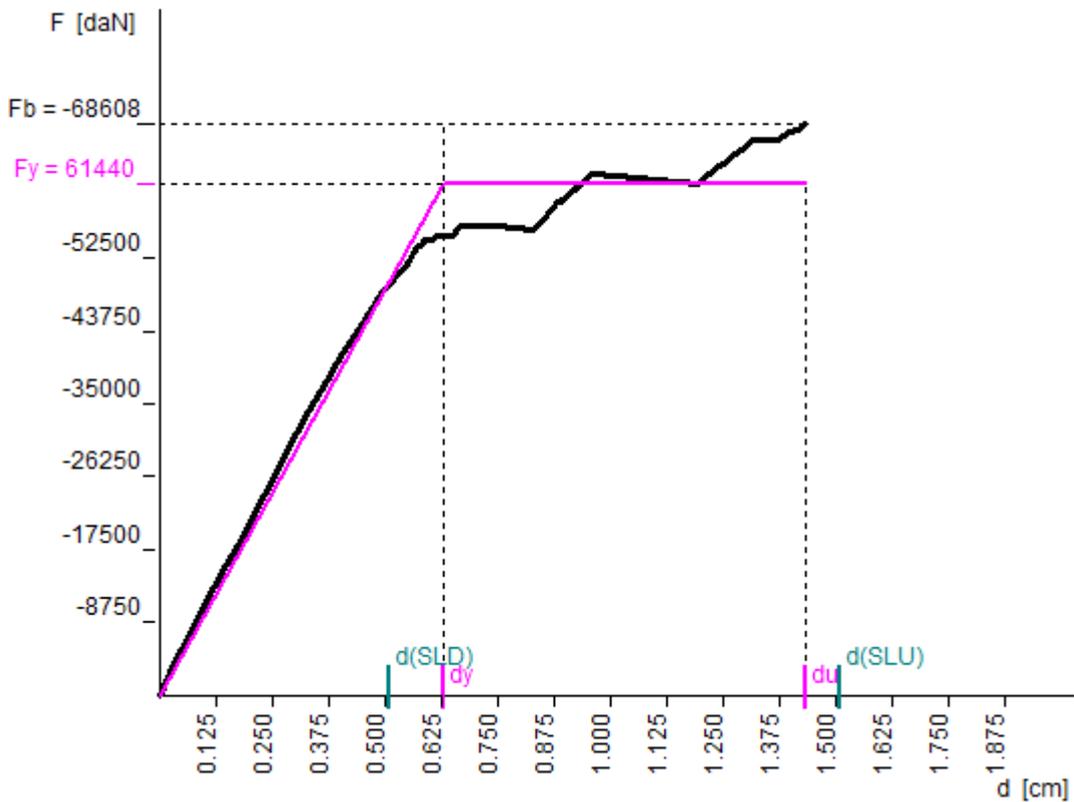
$d^*max$  (SLD) =  $0.5109$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.511$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.511$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.948$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.235$



### 5.6.5. Indice di vulnerabilità sismica

Procedendo nell'analisi della vulnerabilità sismica tramite processo iterativo che consiste nel ricercare il massimo coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica per la combinazione SLV che conduce alla verifica dell'intera struttura, si ricava un indice di vulnerabilità sismica in termini di accelerazione che risulta essere pari a 0,41. Ad esso corrisponde una accelerazione al suolo sostenibile dalla struttura pari a 0,479g/10.

Quindi si ottiene il periodo di ritorno, corrispondente all'accelerazione al suolo calcolata, che risulta essere pari a 6 anni.

### 5.6.6. Confronto analisi pre-intervento/post-interveti

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi pushover ottenuti applicando l'intonaco armato sulle pareti che presentano aperture, confrontati con i risultati ottenuti dalla stessa analisi per il "punto 1" nella situazione pre-intervento e per quelli ottenuti applicando gli interventi per ridurre la deformabilità dei solai ed aumentare l'ammorsamento tra le pareti. I grafici sottostanti sono riferiti alla combinazione SLV in quanto pare superfluo una ulteriore visualizzazione dei risultanti nella combinazione SLD dopo aver constatato che già nella situazione pre-intervento la richiesta in spostamento risultava soddisfatta.

Grafico 5.6 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +X (coefficiente variabile).

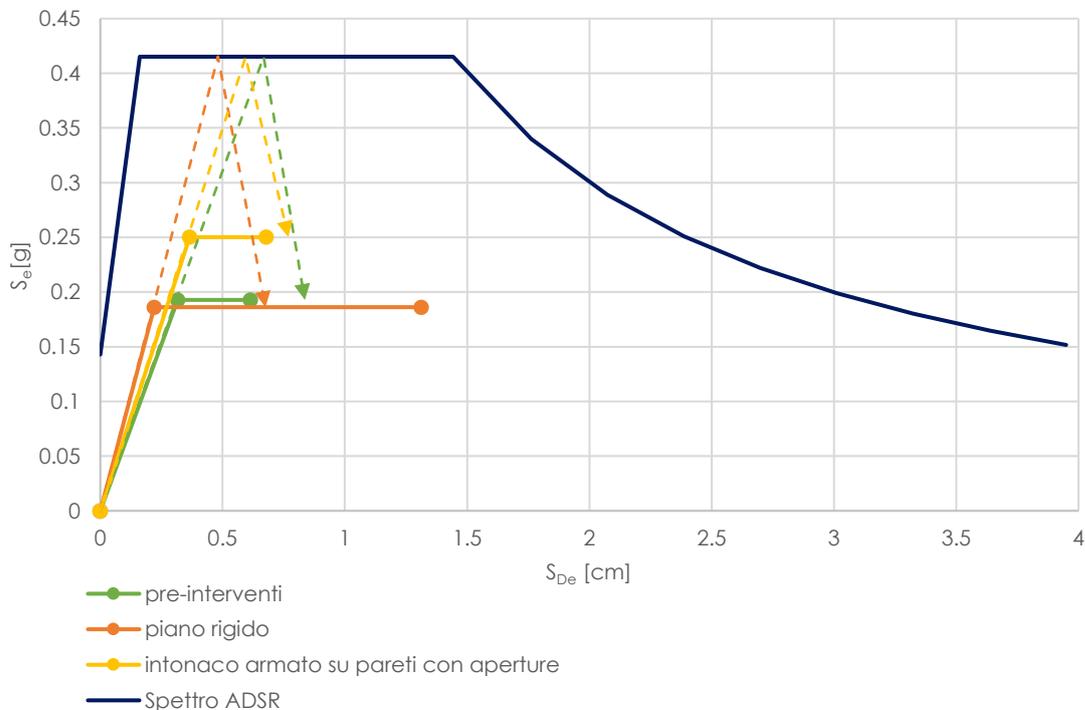


Grafico 5.7 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente variabile).

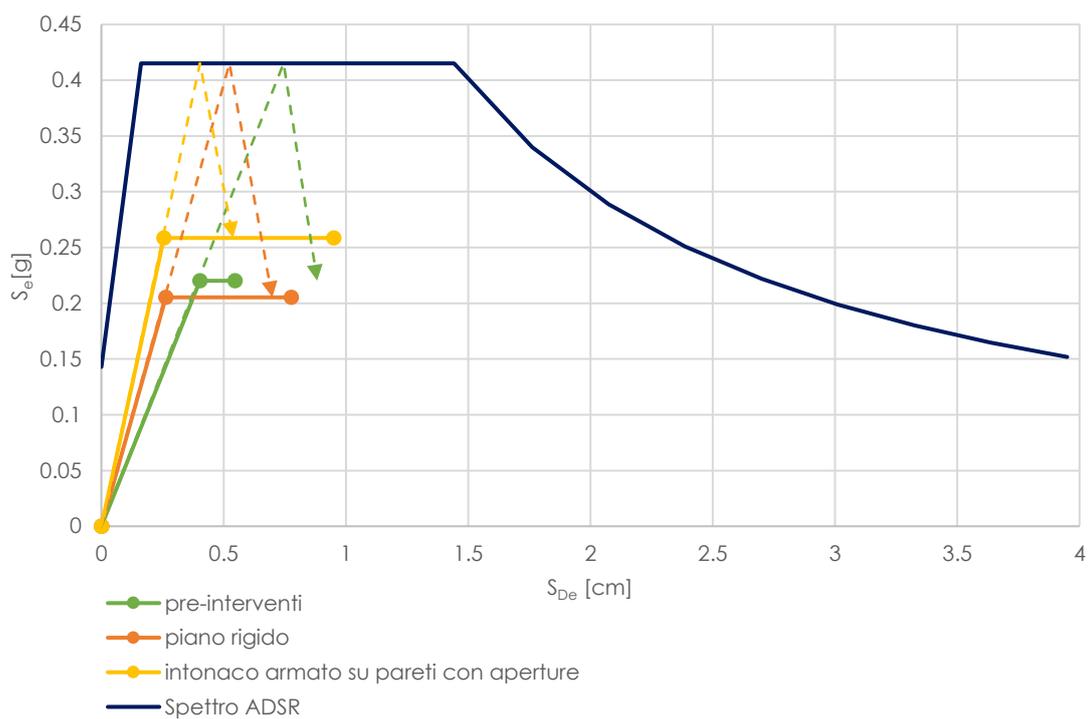


Grafico 5.8 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +X (coefficiente uniforme).

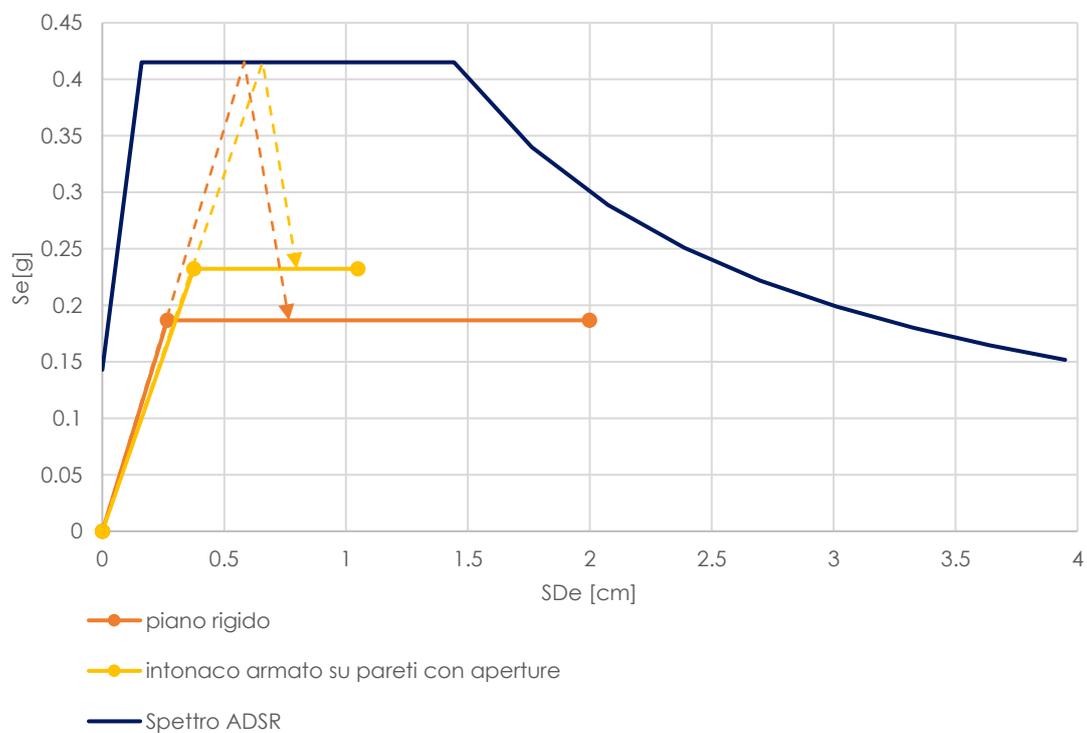


Grafico 5.9 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente uniforme).

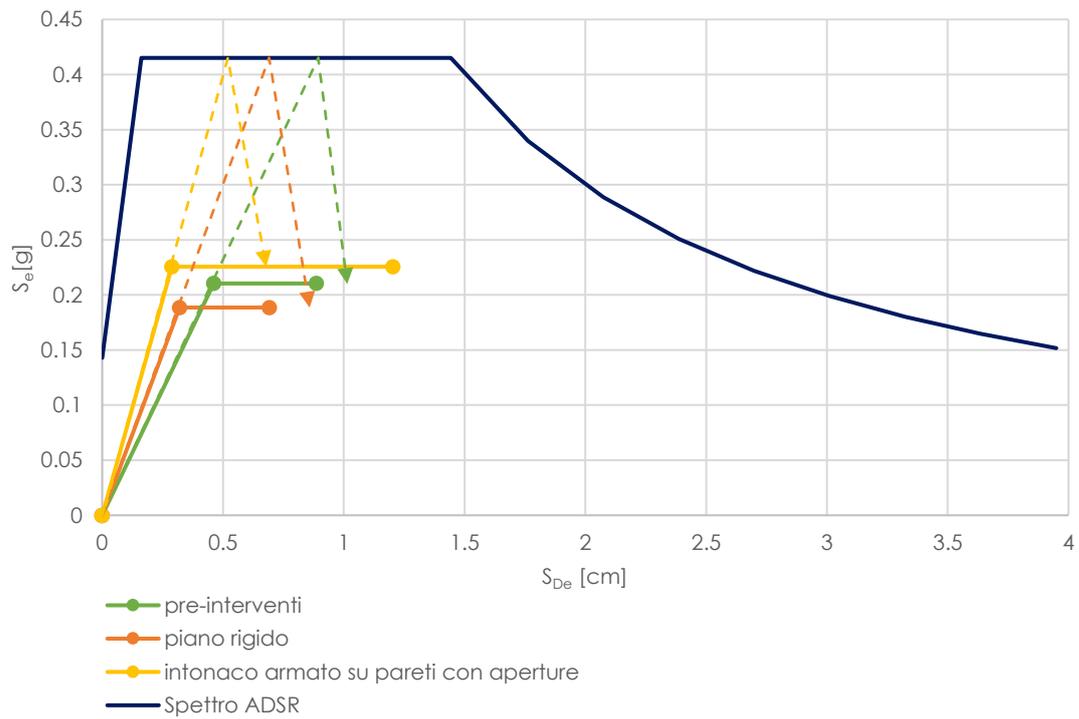


Grafico 5.10 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +Y (coefficiente uniforme).

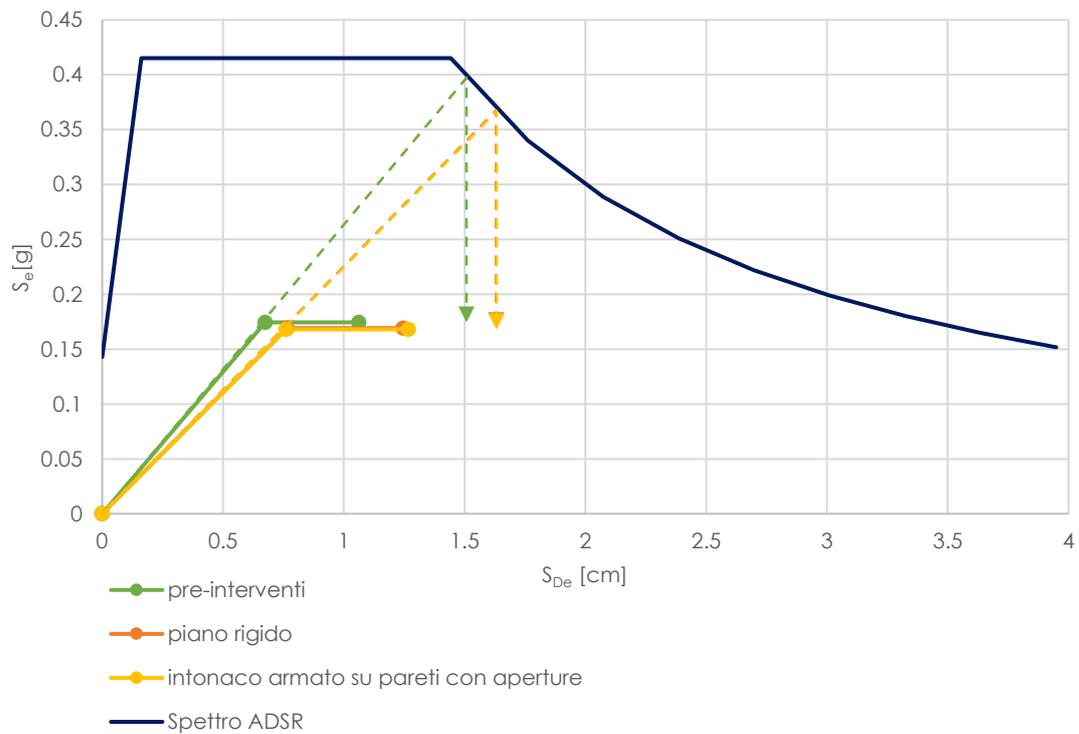


Grafico 5.11 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -Y (coefficiente uniforme).

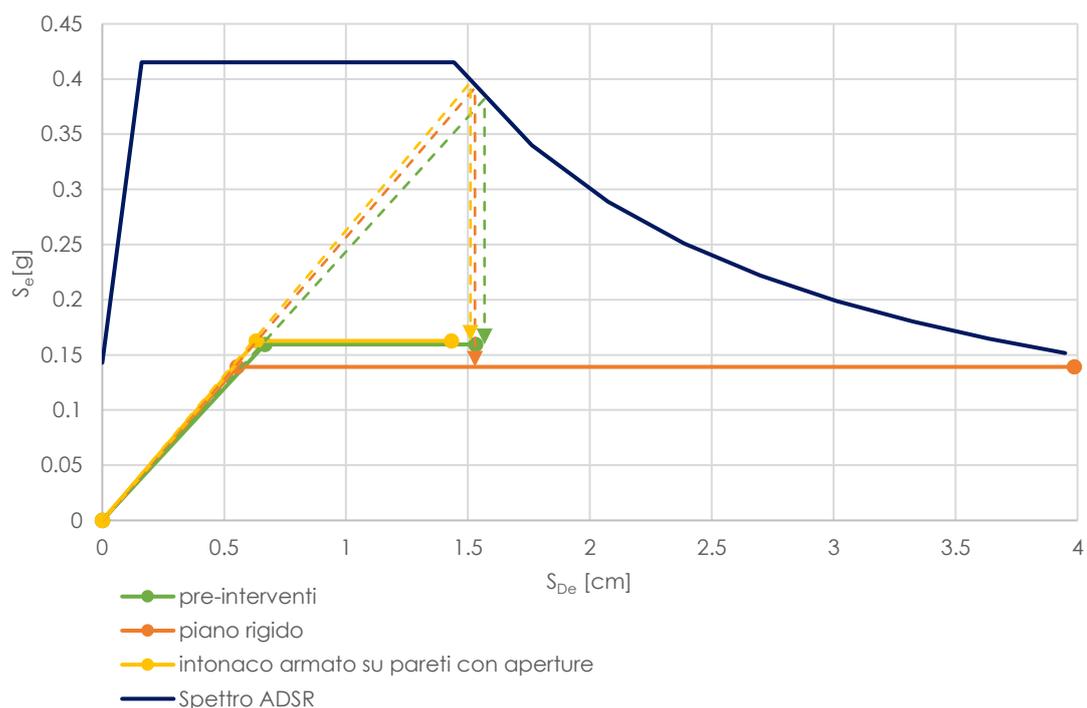


Tabella 5.4 – Rapporti Capacità di spostamento / Domanda di spostamento.

		Rapporto Capacità/Domanda							
		Coefficiente variabile				Coefficiente uniforme			
		+X	-X	+Y	-Y	+X	-X	+Y	-Y
Punto 1	SLV	0.737	0.622	//	1.08	//	0.877	0.704	0.975
	SLD	1.225	1.399	//	1.139	//	1.337	1.116	1.257
Piano rigido	SLV	1.95	1.115	//	//	2.616	0.807	0.764	2.607
	SLD	1.183	1.304	//	//	1.186	1.198	1.206	1.069
Intonaco armato A	SLV	0.938	1.778	//	//	1.321	1.786	0.775	0.948
	SLD	1.59	1.643	//	//	1.476	1.434	1.207	1.235

Dal confronto tra i risultati ottenuti precedentemente, si perviene alle seguenti conclusioni:

- I risultati dell'analisi modale non differiscono in maniera decisa rispetto a quelli ottenuti con la precedente modellazione;
- Dall'analisi statica lineare si osserva una diminuzione dell'eccentricità tra il centro delle rigidezze ed il baricentro delle masse con conseguente diminuzione dell'azione torcente, in quanto l'intonaco armato viene posto in prevalenza sulla parete frontale che presentando una moltitudine di aperture, risulta decisamente meno rigida rispetto alla parete posteriore, per cui il suo miglioramento per mezzo dell'intonaco armato ristabilisce in parte l'uniformità tra le rigidezze.

- Dalle verifiche lineari si riscontra un deciso miglioramento del comportamento nei confronti della verifica a pressoflessione e di conseguenza rispetto le azioni statiche. Permangono tuttavia problematiche per quanto concerne le verifiche a taglio, che nel caso dei maschi murari, sono imputabili alle azioni sismiche. Come nella modellazione precedente, questi risultati derivano dal processo assestamento ottenuto tramite il comando "aumenta svincolo automatico".
- L'analisi pushover restituisce curve di capacità aventi un valore della forza corrispondente allo snervamento maggiore rispetto alle modellazioni precedenti, tale aspetto è principalmente rilevabile nel caso delle combinazioni in direzione X, come era presumibile aspettarsi, in quanto l'intonaco armato viene posto esclusivamente su pareti con direzione X prevalente.  
La capacità in spostamento risulta sempre soddisfatta allo Stato Limite di Danno mentre sono presenti ancora alcuni casi di carico che non verificano allo Stato Limite Ultimo.
- In questo caso è stato possibile ricavare l'indice di vulnerabilità sismica, dal quale, quindi, si deduce un miglioramento sismico dell'edificio che a seguito di tale intervento è in grado di sopportare il 41% dell'azione sismica calcolata per lo stato limite di salvaguardia della vita.

## 5.7. Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto sulle pareti frontale e posteriore

Per rendere simmetrici gli interventi volti a migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura si è pensato di porre l'intonaco armato sulla parete frontale, la quale presenta le maggiori problematiche, e sulla quella posteriore. Tuttavia, tale soluzione non soddisfa i risultati sperati, infatti dalla sola analisi statica lineare si nota subito un aumento dell'eccentricità tra il baricentro delle rigidezze ed il baricentro delle masse rispetto alla modellazione precedente, il quale si traduce in un peggioramento del comportamento nei confronti dell'azione sismica evidenziato dalla diminuzione dell'indice di vulnerabilità sismica, il quale risulta essere pari a 0.33 (nel caso precedente tale indice era pari a 0.41). Ciò accade in quanto la parete posteriore risulta notevolmente più rigida rispetto alla parete frontale anche senza l'inserimento dell'intonaco armato.

La prosecuzione delle analisi in questo caso pare una forzatura, in quanto è evidente il peggioramento del comportamento del fabbricato nei confronti dell'azione sismica pur operando un aumento delle zone di intervento e quindi delle spese da affrontare nel caso di realizzazione.

Si riportano quindi solamente i risultati dell'analisi statica lineare e dell'indice di vulnerabilità sismica.

### 5.7.1. Analisi statica lineare

Si riportano di seguito i valori delle forze derivanti dall'analisi statica lineare da applicare alla struttura, nonché i baricentri delle masse.

#### Output Analisi statica lineare software CDM DOLMEN

Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )

-----  
Valori risultanti per :

ag 1.168 [g/10]

Fo 2.468

TC\* 0.260

Edificio con struttura in muratura :

Fattore di comportamento q = 2.980

$q = q_0 * KR$  dove :

$q_0 = 1.75 * 1.7$

$KR = 1.0$  ( Edifici regolari in altezza )

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.152

Coeff. lambda = 1.0000  
Sd = 0.139 per T1 = 0.331

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000  
Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000  
Cond. 003 : A:Var\_abitazione\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 013 : Sisma X  
Cond. 014 : Sisma Y  
Cond. 015 : Torcente add. X  
Cond. 016 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
40.0	17029	0.0138	234	2103	20731	928.0	80.2
255.0	23603	0.0877	2070	18586	183177	932.9	78.6
340.0	226787	0.1169	26517	987758	3195297	1129.9	444.4
555.0	23124	0.1909	4414	140106	233920	676.5	309.7
610.0	75257	0.2098	15787	575128	1902359	916.2	440.4
750.0	16332	0.2579	4212	32646	504368	1300.0	370.1

Quota del piano 300 cm

Baricentro delle rigidezze:

Xk (centro delle rigidezze) 1071.4 [cm]  
Yk (centro delle rigidezze) 745.0 [cm]

Baricentro delle masse:

Xg (baricentro) 1052.0 [cm]  
Yg (baricentro) 408.1 [cm]

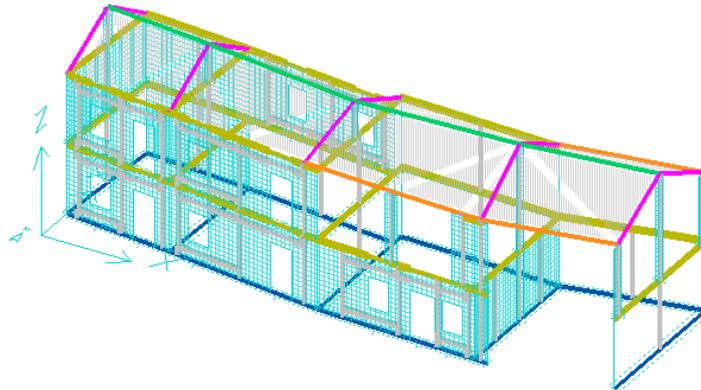
### 5.7.2. Indice di vulnerabilità sismica

Procedendo nell'analisi della vulnerabilità sismica tramite processo iterativo che consiste nel ricercare il massimo coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica per la combinazione SLV che conduce alla verifica dell'intera struttura, si ricava un indice di vulnerabilità sismica in termini di accelerazione che risulta essere pari a 0,33. Ad esso corrisponde una accelerazione al suolo sostenibile dalla struttura pari a 0,385g/10.

Quindi si ottiene il periodo di ritorno, corrispondente all'accelerazione al suolo calcolata, che risulta essere pari a 4 anni.

## 5.8. Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto sulle pareti maggiormente vulnerabili

In aggiunta alle pareti aventi aperture, nel caso in esame, l'intonaco armato viene posto anche su tutte quelle pareti che, dalle analisi precedenti, presentavano per prime delle criticità.



### 5.8.1. Analisi dinamica modale

Dall'analisi dinamica modale si ricavano i periodi propri di vibrare principali della struttura, nonché la massa attivata da ognuno dei modi di vibrare.

#### Output Analisi dinamica modale software CDM DOLMEN

```
*** TABELLA AUTOVETTORI ***
```

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA		
		%X	%Y	%Z
1	0.326032	0.419	82.098	0.000
2	0.243318	37.131	1.133	0.000
3	0.142870	51.931	0.092	0.000
4	0.103761	0.220	7.758	0.000
-----				
	MASSA TOTALE	89.701	91.081	0.000
-----				

Si riportano di seguito le immagini relative ai principali modi di vibrare ricavati.

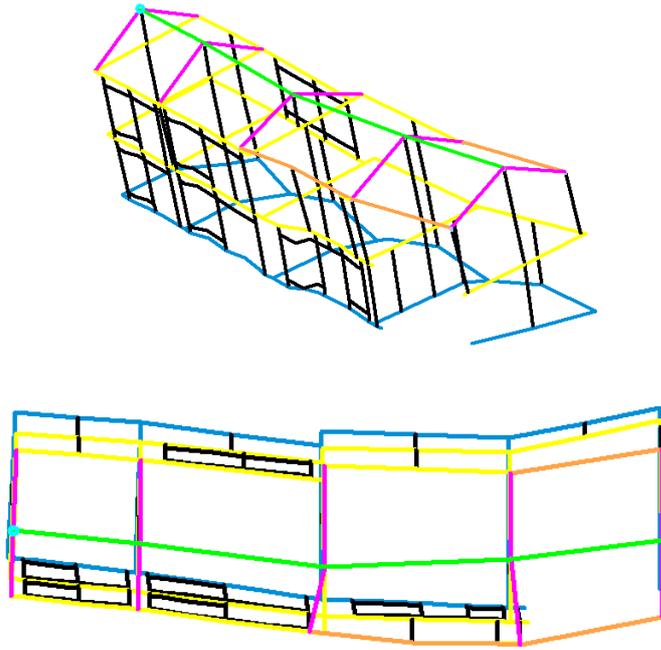


Immagine 5.44 – Autovettore 1, Traslazione direzione Y.

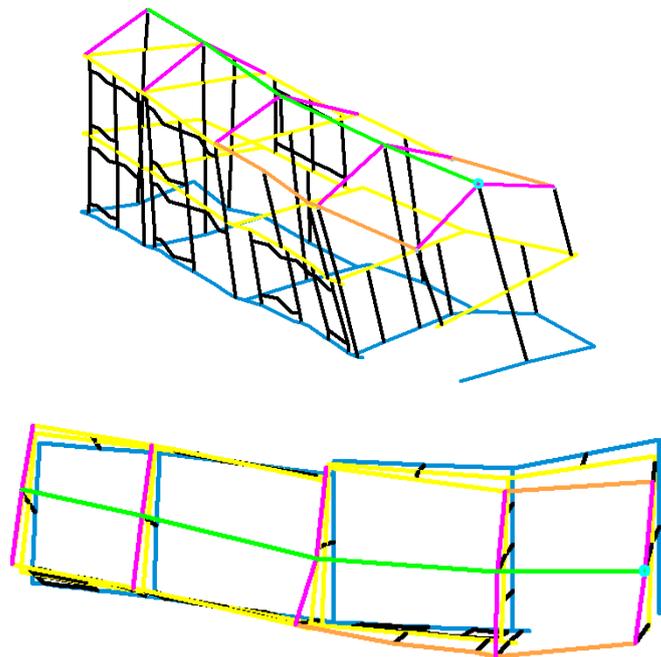


Immagine 5.45 – Autovettore 2, Traslazione in direzione X e leggera Torsione dei pilastri isolati.

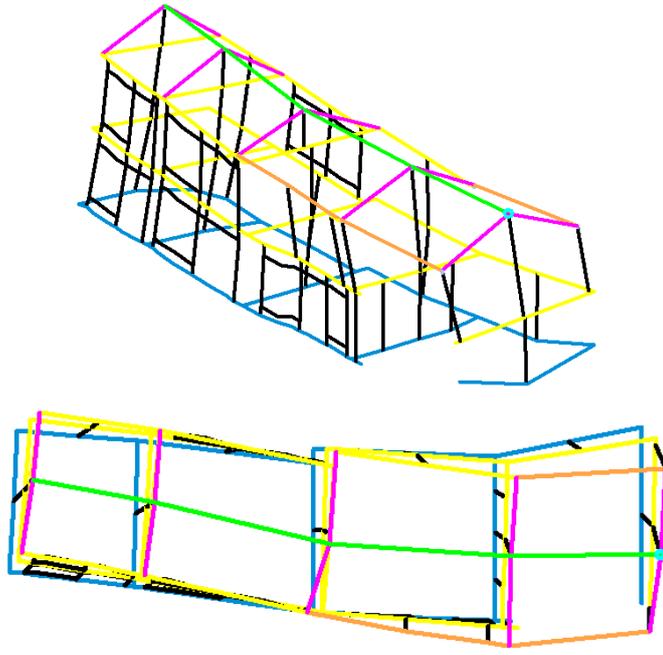


Immagine 5.46 – Autovettore 3, Traslazione in direzione X

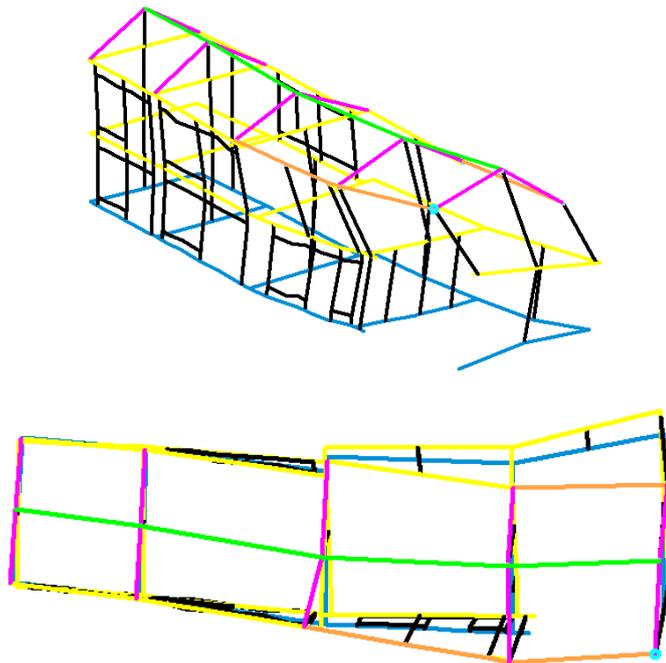


Immagine 5.47 – Autovettore 4, Meccanismo locale di traslazione in direzione Y

## 5.8.2. Analisi statica lineare

Si riportano di seguito i valori delle forze derivanti dall'analisi statica lineare da applicare alla struttura, nonché i baricentri delle masse.

### Output Analisi statica lineare software CDM DOLMEN

Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )

-----

Valori risultanti per :

ag 1.168 [g/10]

Fo 2.468

TC\* 0.260

Edificio con struttura in muratura :

Fattore di comportamento q = 2.980

$q = q_0 * KR$  dove :

$q_0 = 1.75 * 1.7$

$KR = 1.0$  ( Edifici regolari in altezza )

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.152

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.139 per T1 = 0.326

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var\_abitazione\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 013 : Sisma X

Cond. 014 : Sisma Y

Cond. 015 : Torcente add. X

Cond. 016 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
40.0	17029	0.0137	234	2102	20720	928.0	80.2
255.0	23603	0.0876	2069	18577	183085	932.9	78.6
340.0	224264	0.1169	26209	976279	3158165	1124.0	438.3
555.0	23124	0.1908	4411	140036	233803	676.5	309.7
610.0	74831	0.2097	15690	571582	1890629	882.1	435.4
750.0	16332	0.2578	4210	32629	504116	1300.0	370.1

Eccentricità baricentro delle masse - baricentro delle rigidezze

Quota del piano 300 cm

Baricentro delle rigidezze:

Xk (centro delle rigidezze) 1134.7 [cm]

Yk (centro delle rigidezze) 744.9 [cm]

Baricentro delle masse:

Xg (baricentro) 1040.9 [cm]

Yg (baricentro) 403.0 [cm]

### 5.8.3. Verifiche lineari

Le verifiche lineari consistono nelle verifiche a: presso-flessione nel piano, taglio nel piano, presso-flessione fuori dal piano, sismica locale.

#### Output verifiche lineari software CDM DOLMEN

CASI UTILIZZATI PER LA VERIFICA DELLE MURATURE

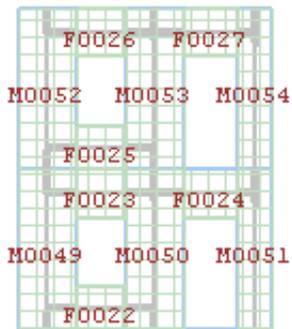
```
1 -- SLU SENZA SISMA
4 -- SLU con SISMAX PRINC
5 -- SLU con SISMAY PRINC
```

E' stata effettuata un redistribuzione del taglio fra pannelli appartenenti ad uno stesso piano di una parete, in accordo con le condizioni previste al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2018

UNITA' DI MISURA UTILIZZATE :

```
Lunghezze : cm
Forze      : daN
Momenti    : daNcm
```

-----  
PARETE 1 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 470.00 , 135.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0049	09 01	110.8	45.0	275.0	3474	1.4	1	0.7	001
M0050	09 01	105.7	45.0	275.0	3314	1.4	1	0.7	001
M0051	09 01	65.4	45.0	275.0	2050	1.4	1	0.7	001
M0052	09 01	110.8	45.0	276.0	3474	1.4	1	0.7	001
M0053	09 01	105.7	45.0	276.0	3314	1.4	1	0.7	001
M0054	09 01	65.4	45.0	276.0	2050	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0049	1	0	+0.00	0	22386	235228
M0050	1	0	+0.00	0	15345	371541
M0051	1	0	+0.00	0	17808	0
M0052	5	361825	+0.00	361825	6682	454912
M0053	5	341322	+0.00	341322	3648	345259
M0054	4	0	+0.00	0	1410	115917

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0049	1	19150	0	0.67	0	+0.00	2753
M0050	1	13030	0	0.67	0	+0.00	2226
M0051	1	15826	0	0.67	0	+0.00	1917
M0052	5	4192	0	0.67	1683	+0.00	3691
M0053	5	3648	341322	0.67	1814	+0.00	3465
M0054	1	2744	0	0.67	0	+0.00	825

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0049	1	22386	30781	6.11		106007
M0050	1	15345	21100	6.11		182617
M0051	1	15826	21760	6.11		8375
M0052	1	9903	13666	6.13		209399
M0053	1	8688	11990	6.13		197626
M0054	1	4726	6522	6.13		119442

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0049	0.21798	207	7099	4	14404	249334
M0050	0.21798	197	6772	4	9617	224847
M0051	0.21798	122	4190	4	11253	139640
M0052	0.31757	301	10379	4	5437	193736
M0053	0.31757	287	9902	4	4539	176701
M0054	0.31757	178	6126	4	2063	99045

M0051: pressoflessione nel piano - caso 1: sforzo normale eccessivo ( Nrd/Nd = 0.910467 )  
 pressoflessione per carichi laterali - caso 1: Mrd/My = 0.384861 < 1.

VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0022	10	01	1	11154	56471	1	492	280 [t]	001   NO
F0023	10	01	1	12548	71471	1	554	315 [t]	001   NO
F0024	10	01	1	15492	71471	1	615	315 [t]	001   NO
F0025	10	01	1	11154	56471	1	492	280 [t]	001   NO
F0026	10	01	1	12548	71471	1	554	315 [t]	001   NO
F0027	10	01	1	15492	71471	1	615	315 [t]	001   NO

F0022:  $V_{rd}/V_d = 0.568670 < 1.$

F0023:  $V_{rd}/V_d = 0.568670 < 1.$

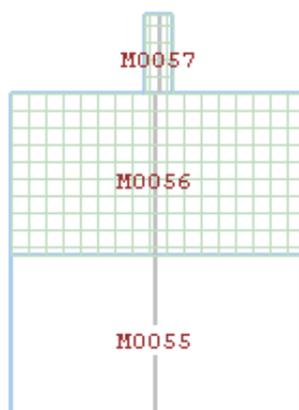
F0024:  $V_{rd}/V_d = 0.511783 < 1.$

F0025:  $V_{rd}/V_d = 0.568670 < 1.$

F0026:  $V_{rd}/V_d = 0.568670 < 1.$

F0027:  $V_{rd}/V_d = 0.511783 < 1.$

-----  
 PARETE 2 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 30.00 , 730.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2		
	mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2   Rinf.
M0055	04	01	540.8	45.0	275.0	13872	1.4	1	0.7
M0056	09	01	540.8	45.0	276.0	16954	1.4	1	0.7   001
M0057	11	02	50.1	50.0	125.0	819	0.6	1	5.9   002

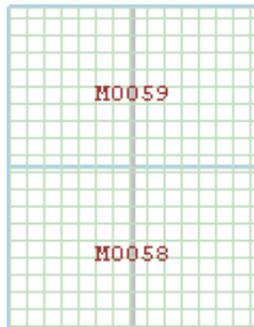
	Pressoflessione nel piano					
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd
M0055	1	0	+0.00	0	46266	1717749
M0056	5	0	+0.00	0	4131	6578600
M0057	5	1330	+0.00	1330	997	72778

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0055	4	20521	0	1.00	0	+0.00	0	7359
M0056	1	7301	0	1.00	0	+0.00	0	6257
M0057	5	382	490	0.67	16	+0.00	16	1770

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0055	1	46266	-	6.11	1.38	0.85	53695	
M0056	1	26586	36689	6.13				895639
M0057	1	2435	14374	2.50				103097

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0055	0.21798	1008	34647	4	25723	356687
M0056	0.31757	1468	50660	4	10489	717093
M0057	0.39226	88	1382	4	587	68638

-----  
PARETE 3 - da ( 30.00 , 730.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
-----



#### VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0058	09 01	461.7	45.0	275.0	14474	1.4	1	0.7	001
M0059	09 01	461.7	45.0	276.0	14474	1.4	1	0.7	001

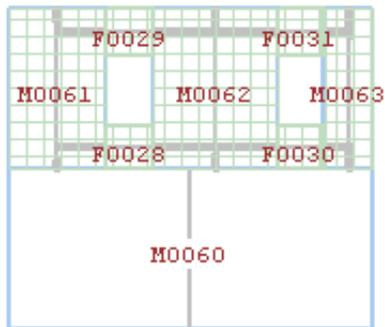
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0058	1	0	+0.00	0	61887	7401485
M0059	4	0	+0.00	0	2728	4664609

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0058	1	45423	0	1.00	0	+0.00	0	13078
M0059	1	5685	0	1.00	0	+0.00	0	5152

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0058	1	61887	85095	6.11			833470	
M0059	1	22149	30566	6.13			759391	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0058	0.21798	861	29580	4	36224	942233
M0059	0.31757	1254	43250	4	8155	599009

-----  
PARETE 4 - da ( 490.00 , 690.00 ) a ( 1160.00 , 605.00 )  
-----



#### VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0060	04 01	675.4	45.0	275.0	17324	1.4	1	0.7	
M0061	09 01	181.4	45.0	276.0	5687	1.4	1	0.7	001
M0062	09 01	231.8	45.0	276.0	7267	1.4	1	0.7	001
M0063	09 01	90.7	45.0	276.0	2843	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0060	1	0	+0.00	0	64179	905435
M0061	5	353693	-0.08	351630	11937	1254475
M0062	5	2106028	-0.25	2099499	1756	1207425
M0063	5	139608	+0.33	148200	2613	240924

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0060	4	29289	0	1.00	0	+0.00	0	9761
M0061	5	12295	342865	0.67	8572	-0.08	8527	6798   NO
M0062	5	1620	1842774	0.84	46801	-0.25	46660	6878   NO
M0063	5	1084	19970	0.67	742	+0.33	927	2582

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0060	1	64179	-	6.11	1.38	0.85	67059	
M0061	1	18832	25989	6.13			345051	
M0062	1	14132	19502	6.13			406857	
M0063	1	3396	4687	6.13			139025	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0060	0.21798	1259	43271	4	35785	461013
M0061	0.31757	493	16993	4	9390	322986
M0062	0.31757	629	21714	4	4515	307677
M0063	0.31757	246	8496	5	1848	121724

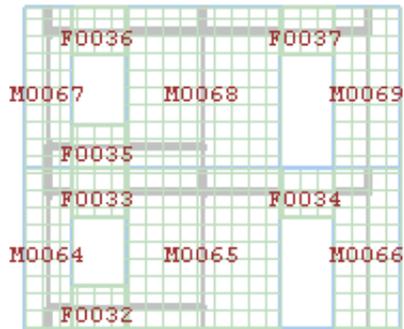
M0061: taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.797248 < 1.$   
M0062: pressoflessione nel piano - caso 5:  $Mrd/Md = 0.575102 < 1.$   
taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.147418 < 1.$

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0028	10	01	1	9974	56471	1	466	280 [t]	001   NO
F0029	10	01	1	11220	71471	1	524	315 [t]	001   NO
F0030	10	01	1	9974	56471	1	466	280 [t]	001   NO
F0031	10	01	1	11220	71471	1	524	315 [t]	001   NO

F0028:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$   
F0029:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$   
F0030:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$   
F0031:  $Vrd/Vd = 0.601370 < 1.$

-----  
 PARETE 5 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 1160.00 , 35.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0064	09	01	90.9	45.0	275.0	2850	1.4	1	0.7	001
M0065	09	01	288.0	45.0	275.0	9029	1.4	1	0.7	001
M0066	09	01	121.3	45.0	275.0	3803	1.4	1	0.7	001
M0067	09	01	90.9	45.0	276.0	2850	1.4	1	0.7	001
M0068	09	01	288.0	45.0	276.0	9029	1.4	1	0.7	001
M0069	09	01	121.3	45.0	276.0	3803	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0064	5	350965	+0.58	366023	12035	366023	
M0065	5	2244519	-0.58	2229461	21774	3302480	
M0066	1	0	+0.00	0	26104	210801	
M0067	5	255683	+0.18	265262	4304	282569	
M0068	5	4600799	-0.59	4569184	8752	2467035	NO
M0069	5	508589	+0.41	530624	7626	552698	

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0064	5	10504	50137	0.67	1866	+0.58	2194	3882
M0065	5	22175	2186738	1.00	54668	-0.58	54340	14091
M0066	1	21902	0	0.67	0	+0.00	0	3079
M0067	5	4304	255683	0.67	2942	+0.18	3158	3158
M0068	5	9153	4658580	1.00	116464	-0.59	115749	11385
M0069	5	4394	0	0.67	1994	+0.41	2493	4010

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0064	1	18078	24857	6.11		92690
M0065	1	33195	45644	6.11		542870
M0066	1	26104	35893	6.11		83792
M0067	1	9946	13725	6.13		172413
M0068	1	13464	18580	6.13		470241
M0069	1	16137	22269	6.13		219693

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0064	0.21798	169	5824	4	11269	204139
M0065	0.21798	537	18451	4	19348	559715
M0066	0.21798	226	7771	4	15494	272828
M0067	0.31757	247	8515	4	5070	166002
M0068	0.31757	782	26979	5	6325	393869
M0069	0.31757	329	11363	4	6010	212788

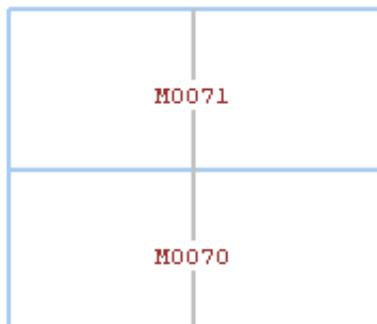
M0065: taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.259312 < 1.$   
M0068: pressoflessione nel piano - caso 5:  $Mrd/Md = 0.539929 < 1.$   
taglio nel piano - caso 5:  $Vrd/Vd = 0.098356 < 1.$

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0032	10	01	1	12519	56471	1	522	280 [t]	001   NO
F0033	10	01	1	14084	71471	1	587	315 [t]	001   NO
F0034	10	01	1	15604	71471	1	618	315 [t]	001   NO
F0035	10	01	1	12519	56471	1	522	280 [t]	001   NO
F0036	10	01	1	14084	71471	1	587	315 [t]	001   NO
F0037	10	01	1	15604	71471	1	618	315 [t]	001   NO

F0032:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0033:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0034:  $Vrd/Vd = 0.509941 < 1.$   
F0035:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0036:  $Vrd/Vd = 0.536760 < 1.$   
F0037:  $Vrd/Vd = 0.509941 < 1.$

-----  
PARETE 6 - da ( 1160.00 , 660.00 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0070	04	01	690.5	45.0	275.0	17711	1.4	1	0.7	
M0071	04	01	690.5	45.0	276.0	17711	1.4	1	0.7	

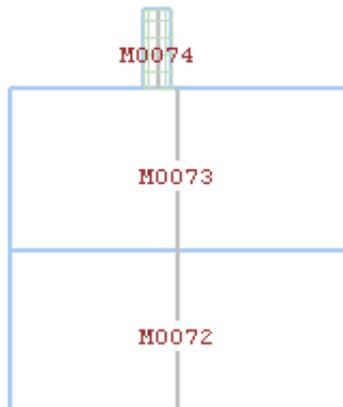
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0070	1	0	+0.00	0	57937	3078163
M0071	4	0	+0.00	0	8564	2660850

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0070	4	24002	0	1.00	0	+0.00	0	9035
M0071	4	8564	0	1.00	0	+0.00	0	5916

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0070	1	57937	-	6.11	1.38	0.85	68558	
M0071	1	39062	-	6.13	1.38	0.85	68492	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0070	0.21798	1287	44238	4	30643	442635
M0071	0.31757	1875	64683	5	15206	281348

-----  
PARETE 7 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1160.00 , 660.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0072	04	01	625.0	50.0	275.0	17812	1.4	1	0.7	
M0073	04	01	625.0	50.0	276.0	17812	1.4	1	0.7	
M0074	11	02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	5.6	002

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0072	4	0	+0.00	0	13880	3638142
M0073	4	0	+0.00	0	2227	677804
M0074	5	8947	+0.00	8947	1940	90187

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0072	4	13880	0	1.00	0	+0.00	7169
M0073	1	2895	0	1.00	0	+0.00	3598
M0074	5	1327	3286	0.67	50	+0.00	2005

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0072	1	43585	-	5.50	1.38	0.87	70772
M0073	1	23156	-	5.52	1.38	0.87	70712
M0074	1	5863	32646	2.50			147552

Sismica fuori piano					
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0072	0.21798	1294	4	20560	391233
M0073	0.31757	1886	4	8906	199620
M0074	0.39226	88	4	1531	88375

-----  
 PARETE 8 - da ( 1850.00 , 633.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0075	04	01	571.1	50.0	275.0	16276	1.4	1	0.7	

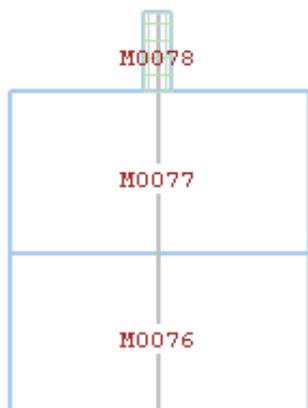
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0075	1	0	+0.00	0	47060	3388314

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0075	4	17459	0	1.00	0	+0.00	7495

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0075	1	47060	-	5.50	1.38	0.87	64669

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0075	0.21798	1183	40654	4	23562	412604

-----  
PARETE 9 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0076	04	01	555.4	55.0	275.0	17412	1.4	1	0.7	
M0077	04	01	555.4	55.0	276.0	17412	1.4	1	0.7	
M0078	11	02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	0.4	002

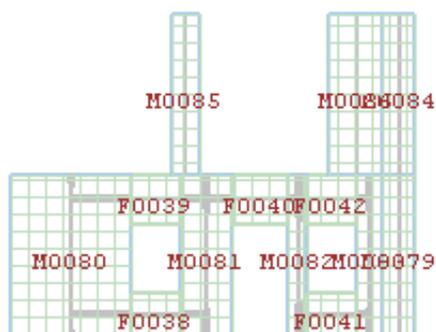
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0076	4	0	+0.00	0	16987	3764951
M0077	5	0	+0.00	0	1352	369513
M0078	4	1366	+0.00	1366	1731	86400

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0076	4	16987	0	1.00	0	+0.00	7699
M0077	4	1352	0	1.00	0	+0.00	3583
M0078	5	1118	563	0.67	11	+0.00	1957

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0076	1	46610	-	5.00	1.38	0.89	70643
M0077	1	23822	-	5.02	1.38	0.89	70589
M0078	1	4570	2856	2.50			133880

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0076	0.21798	1265	43490	4	23516	465964
M0077	0.31757	1843	63589	4	7882	196446
M0078	0.39226	88	1379	4	1322	84117

-----  
 PARETE 10 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1910.00 , 0.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0079	11 02	60.1	50.0	275.0	1965	1.4	1	9.4	002
M0080	09 01	225.2	50.0	275.0	7702	1.4	1	0.7	001
M0081	09 01	95.1	50.0	275.0	3252	1.4	1	0.7	001
M0082	09 01	35.0	50.0	275.0	1197	1.4	1	0.7	001
M0083	09 01	50.1	50.0	275.0	1713	1.4	1	0.7	001
M0084	11 02	60.1	50.0	276.0	1965	1.4	1	0.8	002
M0086	09 01	100.1	50.0	276.0	3423	1.4	1	0.7	001
M0085	11 02	50.1	50.0	275.0	1638	1.4	1	1.3	002

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0079	4	94898	+0.00	94898	2800	140215
M0080	4	5332089	-0.36	5311428	5430	1444874   NO
M0081	4	330164	+0.36	350825	8577	399054
M0082	1	0	+0.00	0	7374	31451
M0083	1	0	+0.00	0	10641	63131
M0084	5	84095	+0.00	84095	1319	107613
M0086	5	159611	+0.00	159611	736	227845
M0085	4	77742	+0.00	77742	2811	105496

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0079	4	1081	67910	0.67	620	+0.00	620	2289
M0080	4	5141	3999066	0.82	118491	-0.36	118052	7837   NO
M0081	4	6829	47166	0.67	1755	+0.36	2194	3729
M0082	1	6816	0	0.67	0	+0.00	0	973
M0083	1	9444	0	0.67	0	+0.00	0	1370
M0084	5	1319	84095	0.67	570	+0.00	570	2347
M0086	5	736	159611	0.67	783	+0.00	783	2821
M0085	4	1378	12263	0.67	250	+0.00	250	2020

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0079	1	4688	40463	5.50		150606
M0080	1	19274	26502	5.50		497118
M0081	1	14026	19286	5.50		208327
M0082	1	7374	10139	5.50		50949
M0083	1	10641	14632	5.50		71414
M0084	1	5403	7456	5.52		159830
M0086	1	5898	8139	5.52		200223
M0085	1	5333	7334	5.50		142588

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0079	0.21798	118	4053	5	1818	105768
M0080	0.21798	466	16031	4	8652	410030
M0081	0.21798	197	6770	4	7703	225934
M0082	0.21798	72	2491	4	4225	92960
M0083	0.21798	104	3566	4	5686	131363
M0084	0.31757	172	5926	4	2056	110539
M0086	0.31757	302	10419	4	2020	150384
M0085	0.31757	143	4922	4	1992	97596

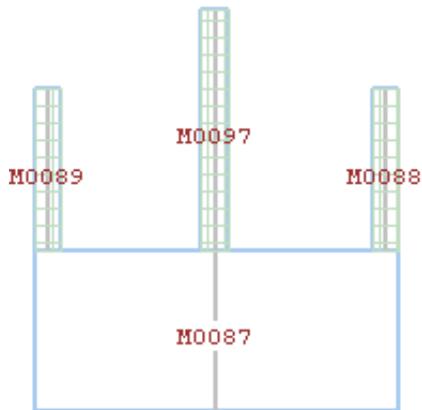
M0080: pressoflessione nel piano - caso 4: Mrd/Md = 0.272031 < 1.  
 taglio nel piano - caso 4: Vrd/Vd = 0.066385 < 1.

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

	Car.mecc/res			Pressoflessione			Taglio		
	mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0038	10	01	1	12030	62745	1	534	311 [t]	001   NO
F0039	10	01	1	13534	79412	1	601	350 [t]	001   NO
F0040	10	01	1	18421	79412	1	701	350 [t]	001   NO
F0041	10	01	1	12030	62745	1	534	311 [t]	001   NO
F0042	10	01	1	13534	79412	1	601	350 [t]	001   NO

F0038: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.  
 F0039: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.  
 F0040: Vrd/Vd = 0.499282 < 1.  
 F0041: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.  
 F0042: Vrd/Vd = 0.582495 < 1.

-----  
 PARETE 11 - da ( 2410.00 , 70.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0087	04 01	675.0	55.0	275.0	21161	1.4	1	0.7	
M0088	11 02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	2.9	002
M0089	11 02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	3.1	002
M0097	11 02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	1.7	002

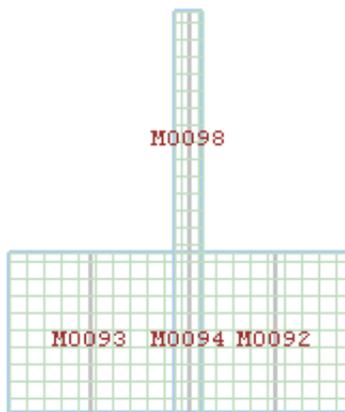
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0087	5	0	+0.00	0	10707	3235149
M0088	5	2149	+0.00	2149	972	72050
M0089	5	2159	+0.00	2159	1028	73130
M0097	5	3101	+0.00	3101	546	63541

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0087	5	10707	0	1.00	0	+0.00	0	7188
M0088	5	972	2149	0.67	8	+0.00	8	1922
M0089	5	1028	2159	0.67	8	+0.00	8	1936
M0097	5	546	3101	0.67	8	+0.00	8	1812

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0087	1	45727	-	5.00	1.38 0.89	85855	
M0088	1	4518	13255	5.50			133245
M0089	1	4514	14042	5.50			133196
M0097	1	6331	13454	8.50			151573

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0087	0.21798	1538	52855	4	18642	419203
M0088	0.31757	143	4912	4	1585	89469
M0089	0.31757	143	4912	4	1641	90576
M0097	0.34247	231	12281	4	1465	87041

-----  
PARETE 12 - da ( 1850.00 , 2.80 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0092	09 01	270.2	40.0	275.0	7701	1.4	1	0.7	001
M0093	09 01	310.0	40.0	275.0	8835	1.4	1	0.7	001
M0094	11 02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	0.7	002
M0098	11 02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	2.0	002

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0092	1	0	+0.00	0	36153	2121735
M0093	4	0	+0.00	0	5257	2407678
M0094	1	0	+0.00	0	16271	109044
M0098	5	151933	+0.00	151933	8568	172028

		Taglio nel piano						
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0092	1	27394	0	0.98	0	+0.00	0	7180
M0093	1	10370	0	1.00	0	+0.00	0	4959
M0094	1	14411	0	0.67	0	+0.00	0	3006
M0098	5	6422	19251	0.67	336	+0.00	336	2842

		Pressoflessione per carichi laterali					
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0092	1	36153	49711	6.88		367215	
M0093	1	20420	28077	6.88		468457	
M0094	1	16271	22372	5.50		119311	
M0098	1	16891	35893	8.50		109864	

		Sismica fuori piano				
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0092	0.21798	448	15387	4	20299	462865
M0093	0.21798	514	17654	4	8570	394973
M0094	0.21798	98	3372	4	9706	192382
M0098	0.34247	231	12281	4	7342	174796

## Output visivo riassuntivo dei risultati riportati in precedenza

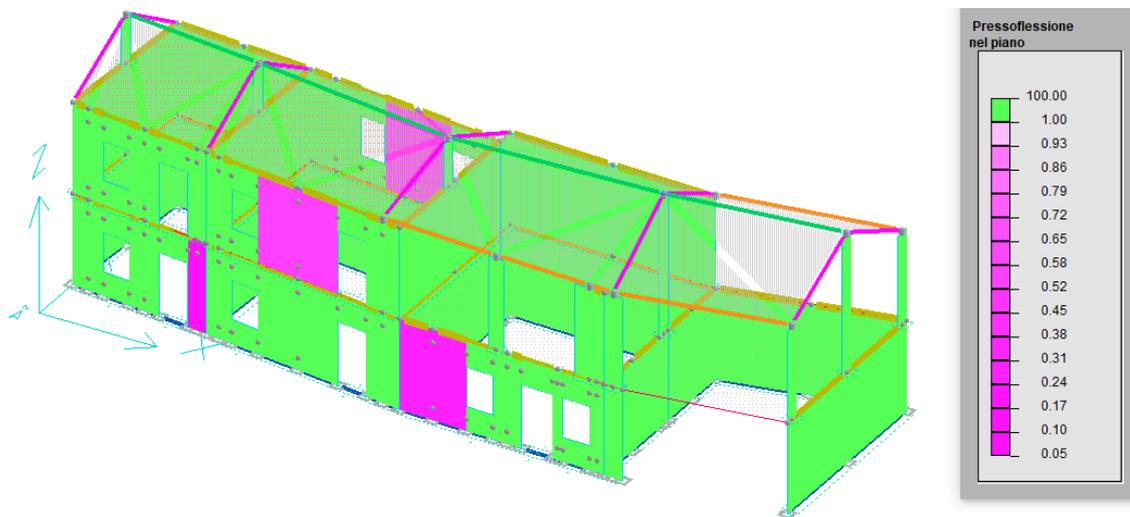


Immagine 5.48 – Presso-flessione nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

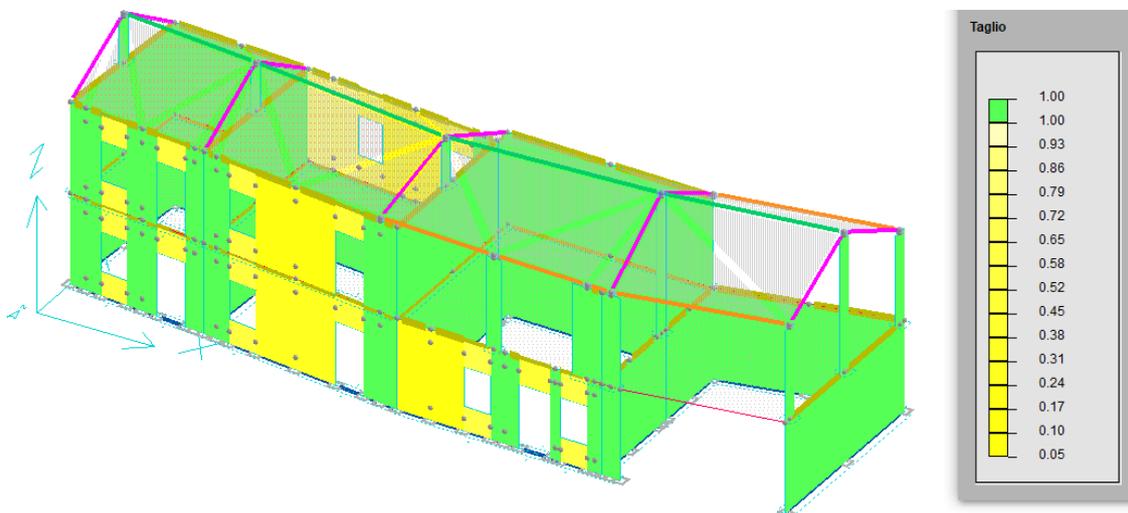


Immagine 5.49 – Taglio nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il taglio resistente  $V_{Rd}$  ed il taglio sollecitante  $V_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

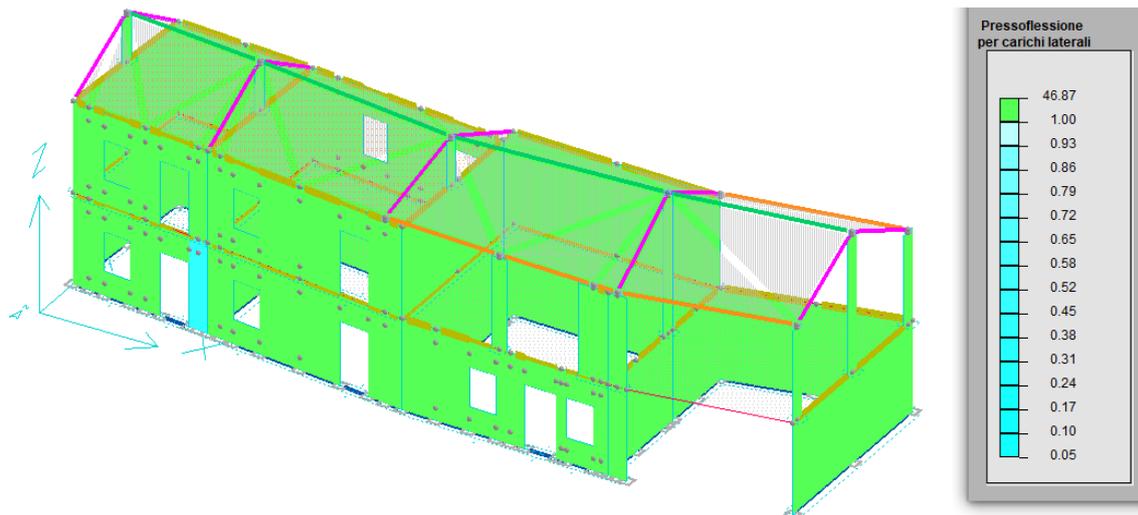


Immagine 5.50 – Presso-flessione fuori dal piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

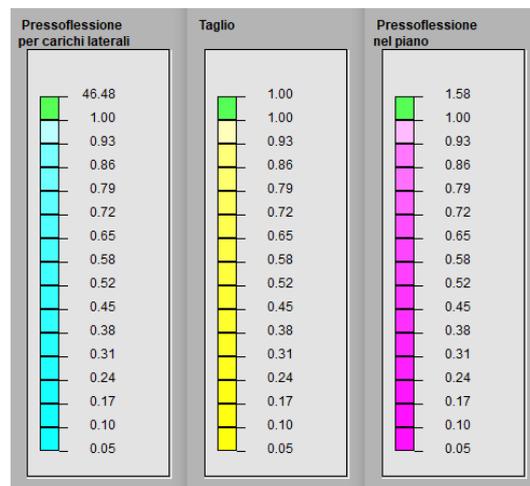
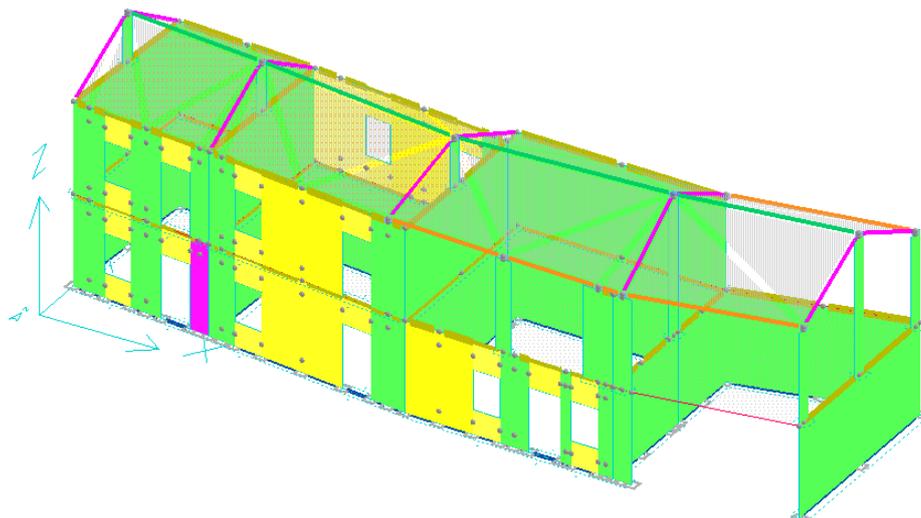


Immagine 5.51 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLU+SLV.

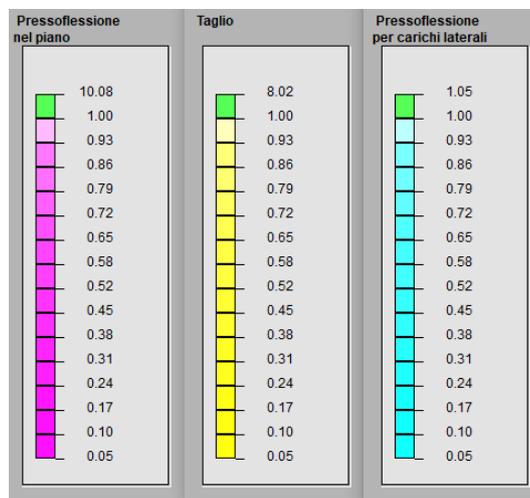
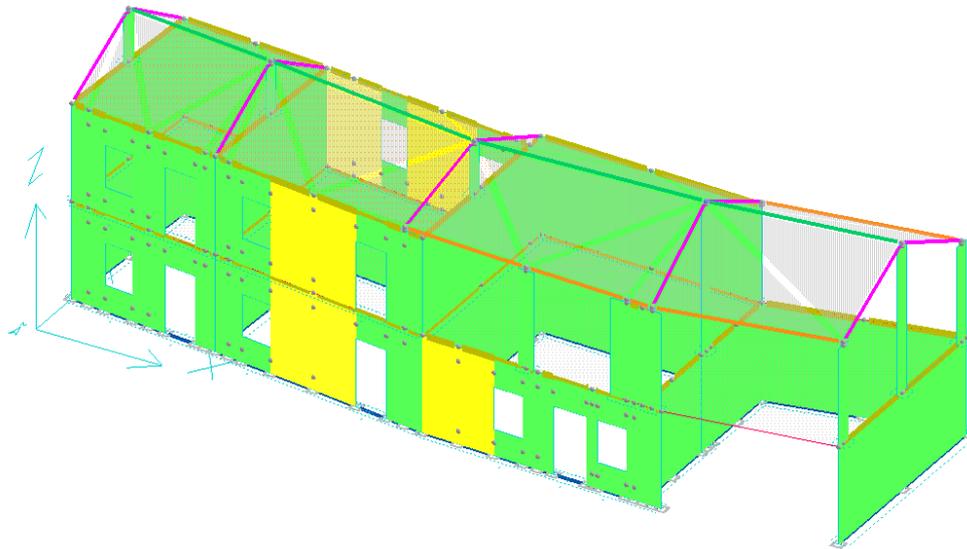


Immagine 5.52 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLV.

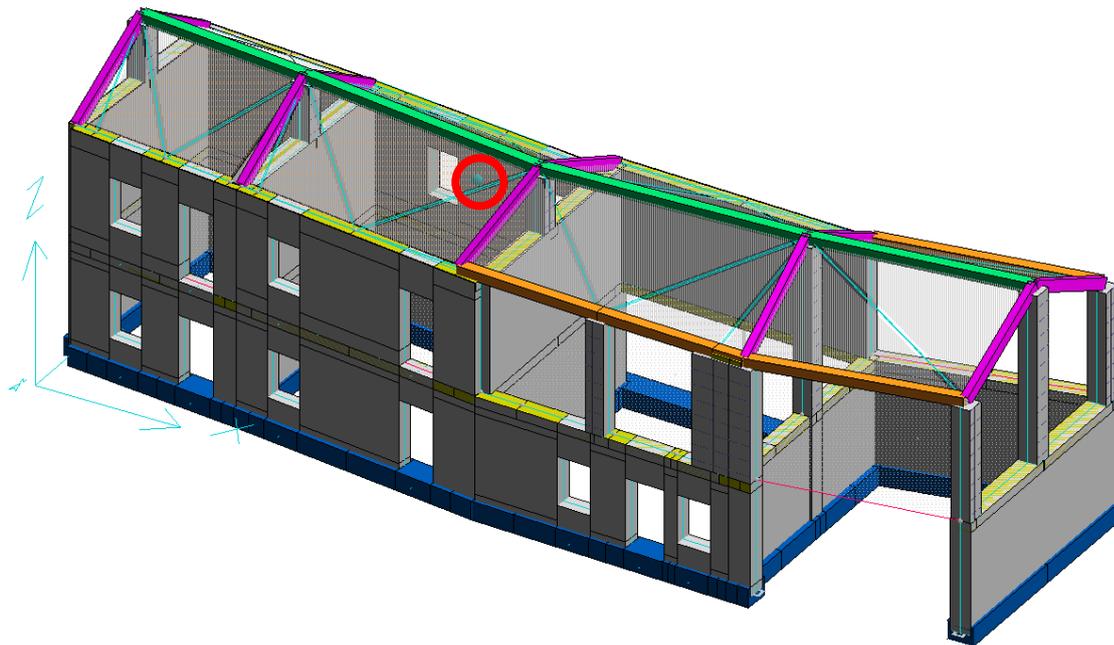
#### 5.8.4. Analisi pushover

Per mezzo dell'analisi pushover si ricavano le curve di capacità in spostamento della struttura. Il software di calcolo CDM DOLMEN restituisce il grafico Forza – Spostamento per il sistema MDOF (Multi Degree Of Freedom).

Successivamente verranno creati i grafici ADRS (spostamento spettrale – accelerazione spettrale) sui quali si riporteranno le curve di capacità del sistema ad un grado di libertà SDOF per l'analisi pre-intervento e post-intervento, nonché lo spettro di risposta allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per effettuare il confronto diretto e valutarne i benefici.

#### Output analisi pushover software CDM DOLMEN

Coordinate punto di controllo ( 882.1 , 435.4 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.546

Verifica SLD = 0.305

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 111764$  daN

$d_y = 0.456$  cm

$F_y = 100030$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.024$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.456$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 0.783$  cm

$d^*y = 0.348$  cm

$F^*y = 76444$  daN

$m^* = 256900$  Kg

$T^* = 0.215$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.5717$  cm

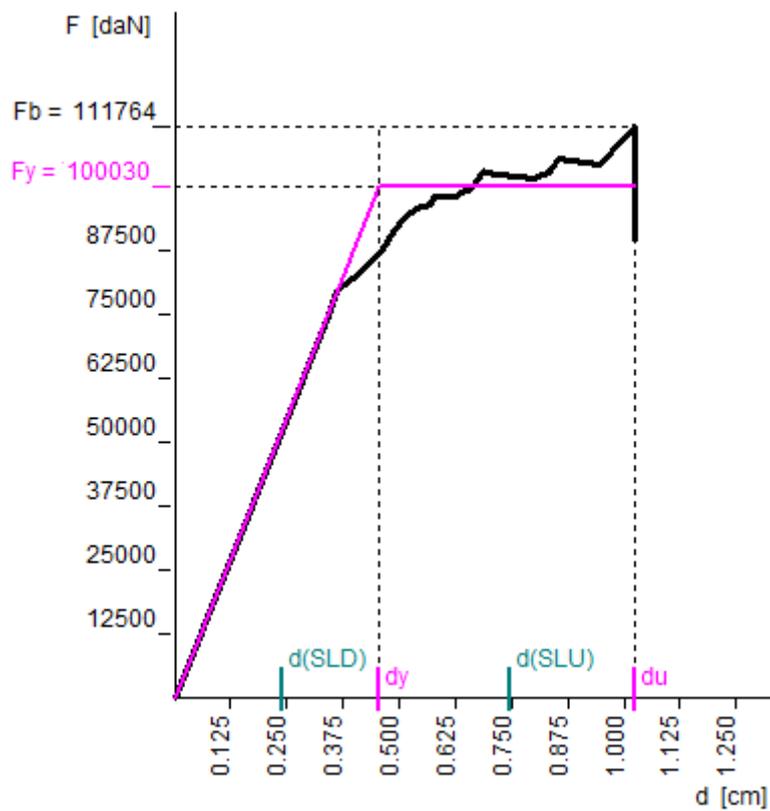
$d^*max$  (SLD) =  $0.1842$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.748$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.241$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.369$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.891$



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -115745$  daN

$d_y = 0.424$  cm

$F_y = 106021$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.322$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.424$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 1.010$  cm

$d^*y = 0.324$  cm

$F^*y = 81023$  daN

$m^* = 256900$  Kg

$T^* = 0.201$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.4995$  cm

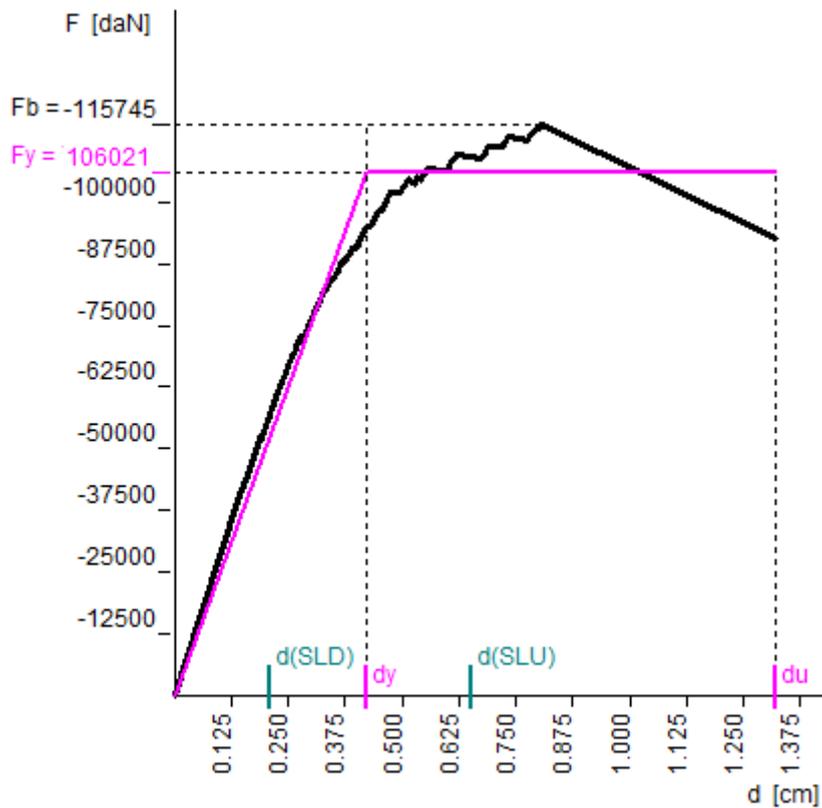
$d^*max$  (SLD) =  $0.1618$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.654$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.212$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $2.022$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $2.004$



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 60385$  daN

$d_y = 0.926$  cm

$F_y = 54402$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $2.426$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.216$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 1.854$  cm

$d^*y = 0.708$  cm

$F^*y = 41575$  daN

$m^* = 256900$  Kg

$T^* = 0.415$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.6042$  cm

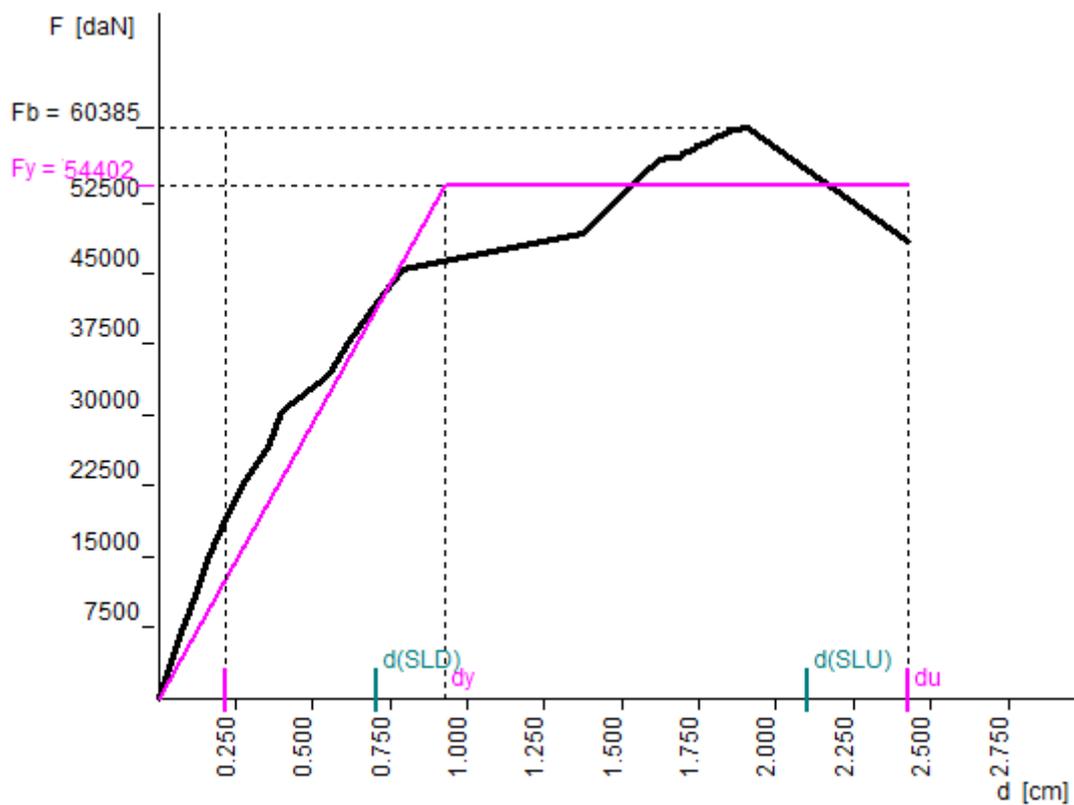
$d^*max$  (SLD) =  $0.5425$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $2.099$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.710$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.156$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $0.305$



004) - Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -63039$  daN

$d_y = 0.958$  cm

$F_y = 61448$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.097$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.958$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 0.838$  cm

$d^*y = 0.732$  cm

$F^*y = 46960$  daN

$m^* = 256900$  Kg

$T^* = 0.398$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.5351$  cm

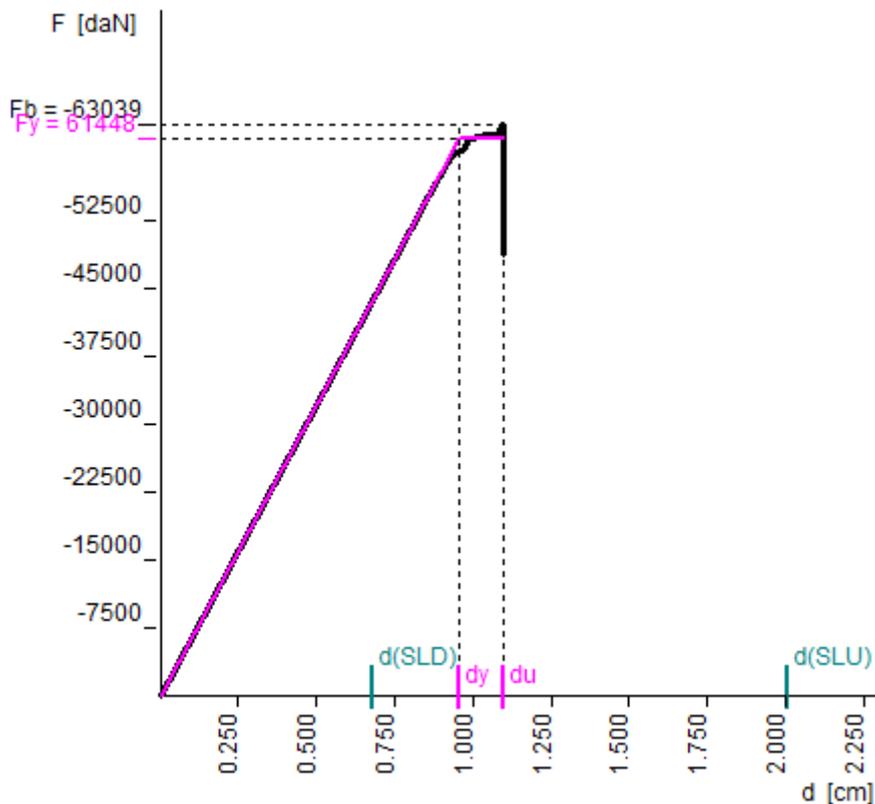
$d^*max$  (SLD) =  $0.5192$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $2.009$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.679$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $0.546$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.410$



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = 112807$  daN

$d_y = 0.387$  cm

$F_y = 102316$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.151$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.387$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.151$  cm

$d^*y = 0.387$  cm

$F^*y = 102316$  daN

$m^* = 386658$  Kg

$T^* = 0.240$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.7119$  cm

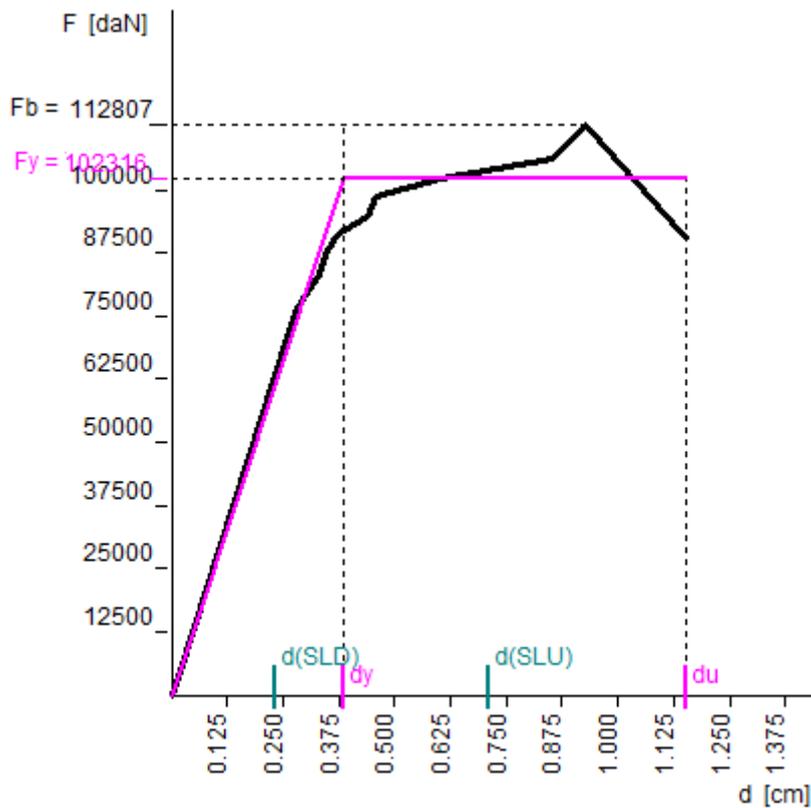
$d^*max$  (SLD) =  $0.2302$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.712$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.230$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.617$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.682$



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -124846$  daN

$d_y = 0.396$  cm

$F_y = 114706$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $0.895$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.396$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 0.895$  cm

$d^*y = 0.396$  cm

$F^*y = 114706$  daN

$m^* = 386658$  Kg

$T^* = 0.230$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.6366$  cm

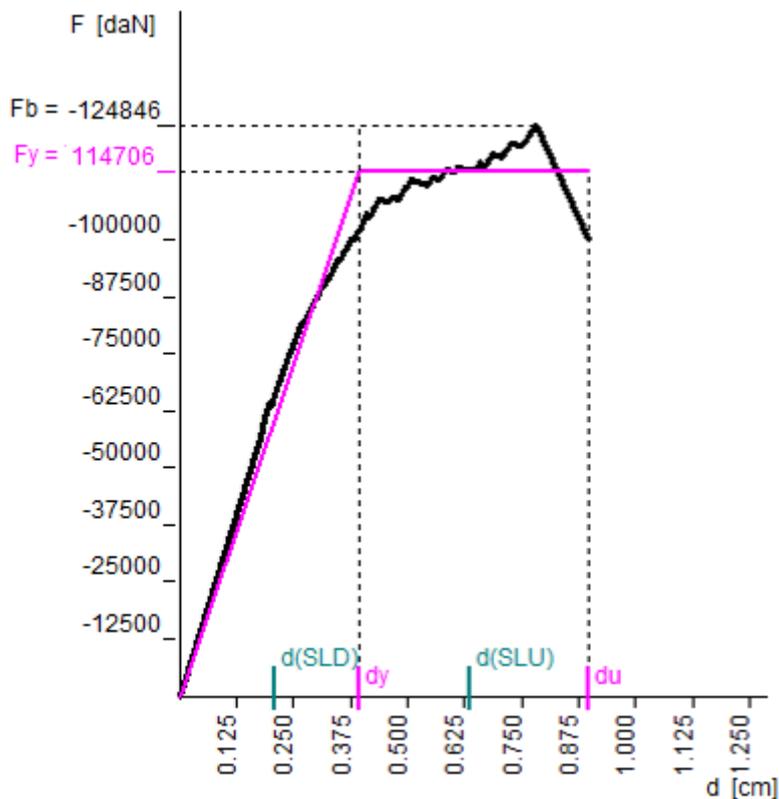
$d^*max$  (SLD) =  $0.2101$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.637$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.210$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.406$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.885$



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 77827 daN

dy = 1.498 cm

Fy = 74280 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 2.037 cm

Capacità di spost. allo SLD = 1.376 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 2.037 cm

d\*y = 1.498 cm

F\*y = 74280 daN

m\* = 386658 Kg

T\* = 0.555 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 2.1418 cm

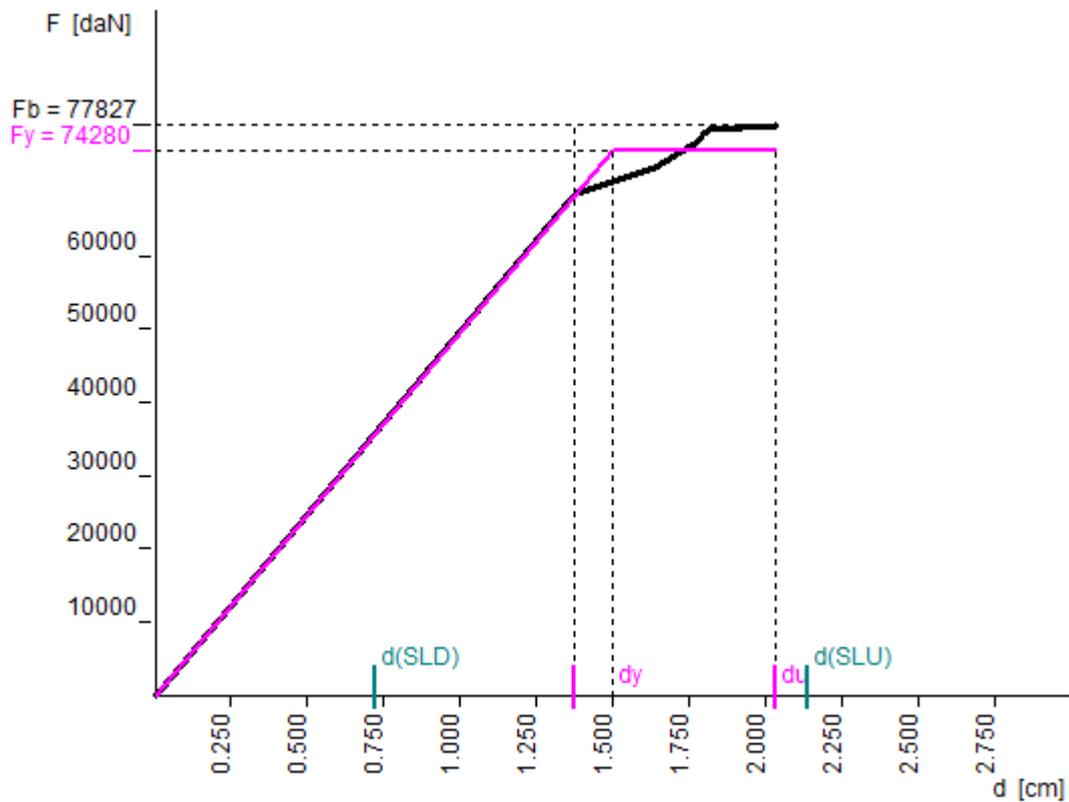
d\*max (SLD) = 0.7244 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 2.142 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.724 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 0.951

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.900



008) - Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -75457$  daN

$d_y = 0.625$  cm

$F_y = 66886$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.746$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.625$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.746$  cm

$d^*y = 0.625$  cm

$F^*y = 66886$  daN

$m^* = 386658$  Kg

$T^* = 0.378$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.4583$  cm

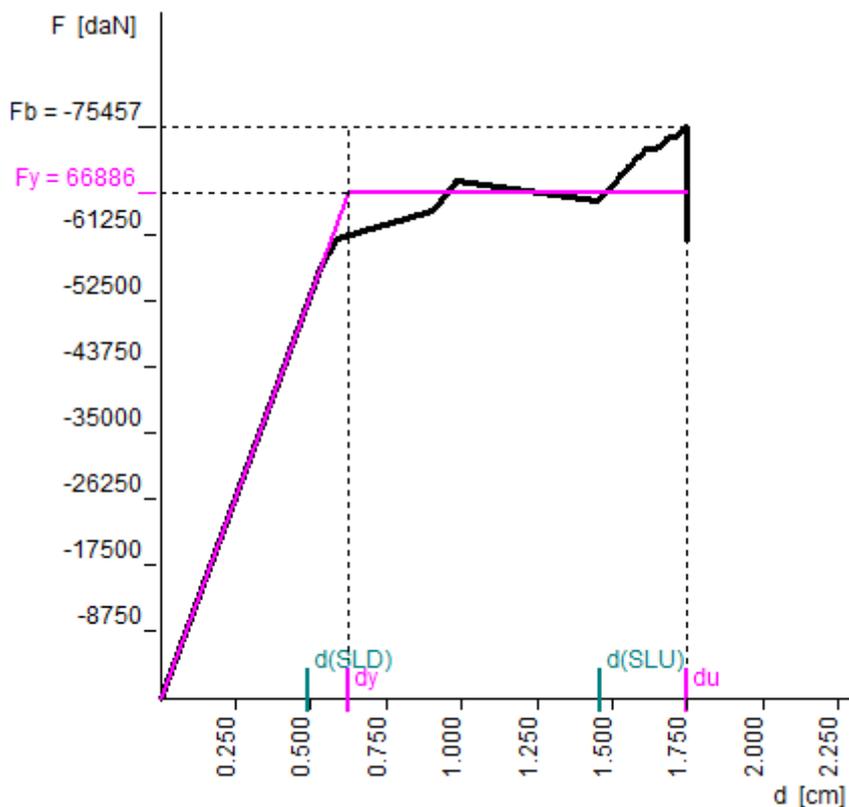
$d^*max$  (SLD) =  $0.4932$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.458$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.493$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.197$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.268$



### 5.8.5. Indice di vulnerabilità sismica

Procedendo nell'analisi della vulnerabilità sismica tramite processo iterativo che consiste nel ricercare il massimo coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica per la combinazione SLV che conduce alla verifica dell'intera struttura, si ricava un indice di vulnerabilità sismica in termini di accelerazione che risulta essere pari a 0,82. Ad esso corrisponde una accelerazione al suolo sostenibile dalla struttura pari a 0,958g/10.

Quindi si ottiene il periodo di ritorno, corrispondente all'accelerazione al suolo calcolata, che risulta essere pari a 30 anni.

### 5.8.6. Confronto analisi pre-intervento/post-interveti

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi pushover ottenuti applicando l'intonaco armato sulle pareti maggiormente vulnerabili, confrontati con i risultati ottenuti dalla stessa analisi per il "punto 1" nella situazione pre-intervento, quelli ottenuti applicando gli interventi per ridurre la deformabilità dei solai ed aumentare l'ammorsamento tra le pareti ed infine quelli ricavati applicando l'intonaco armato sulle pareti che presentano le aperture. I grafici sottostanti sono riferiti alla combinazione SLV in quanto pare superfluo una ulteriore visualizzazione dei risultanti nella combinazione SLD dopo aver constatato che già nella situazione pre-intervento la richiesta in spostamento risultava soddisfatta.

Grafico 5.12 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +X (coefficiente variabile).

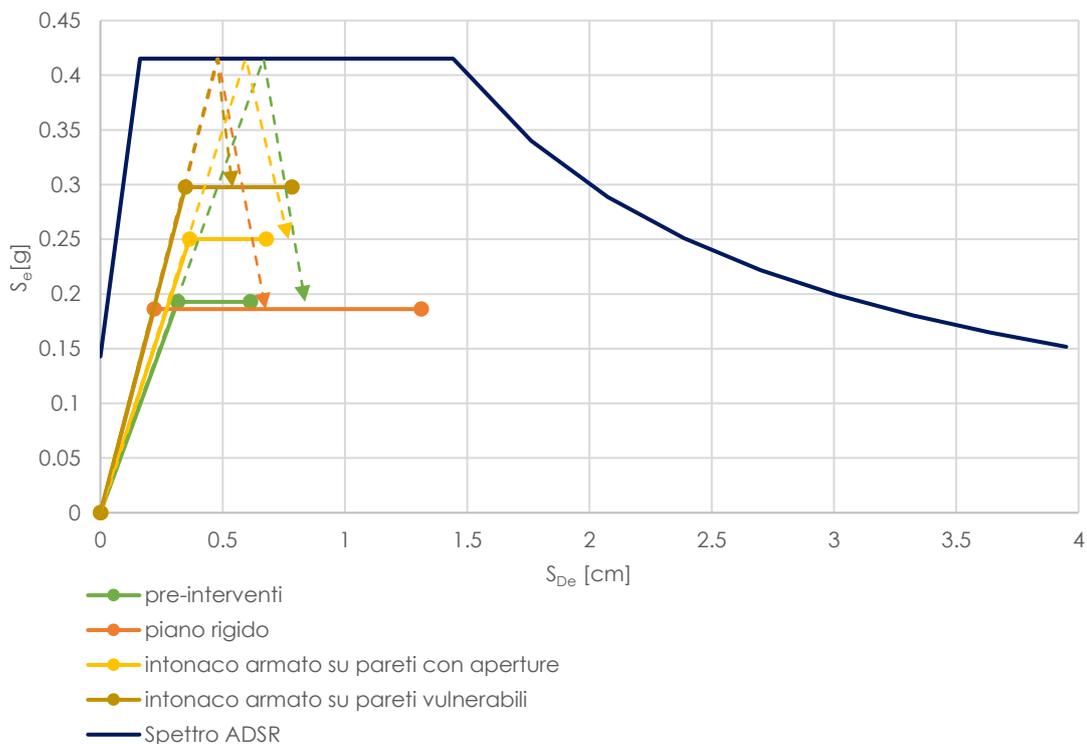


Grafico 5.13 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente variabile).

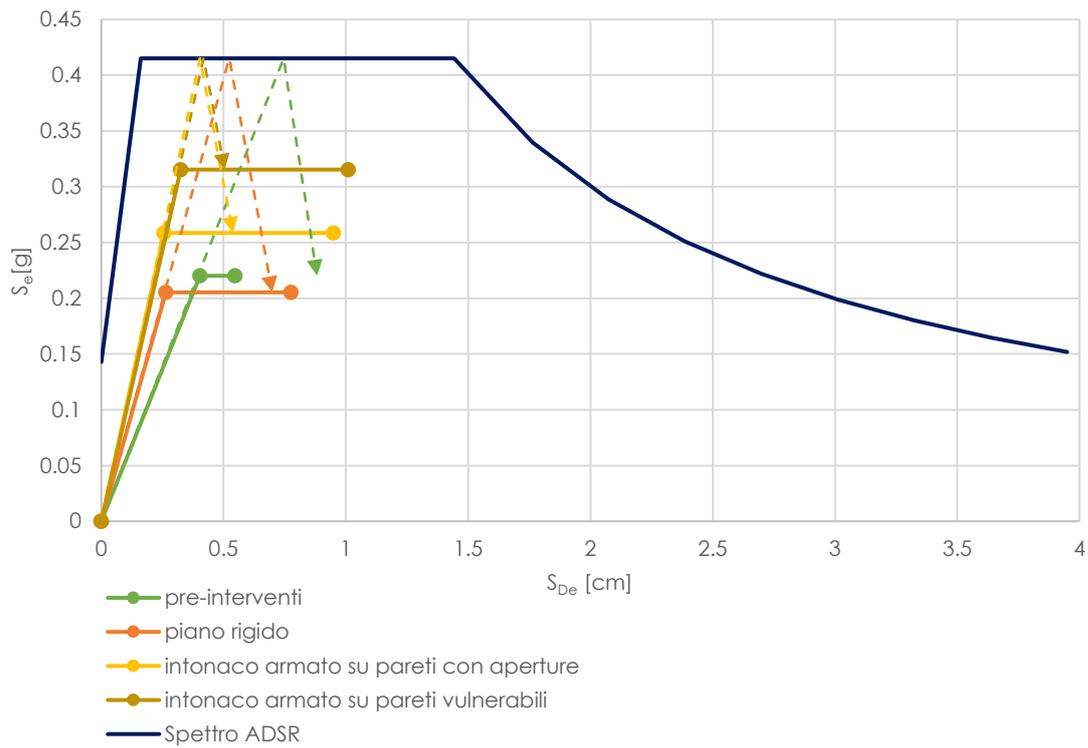


Grafico 5.14 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +X (coefficiente uniforme).

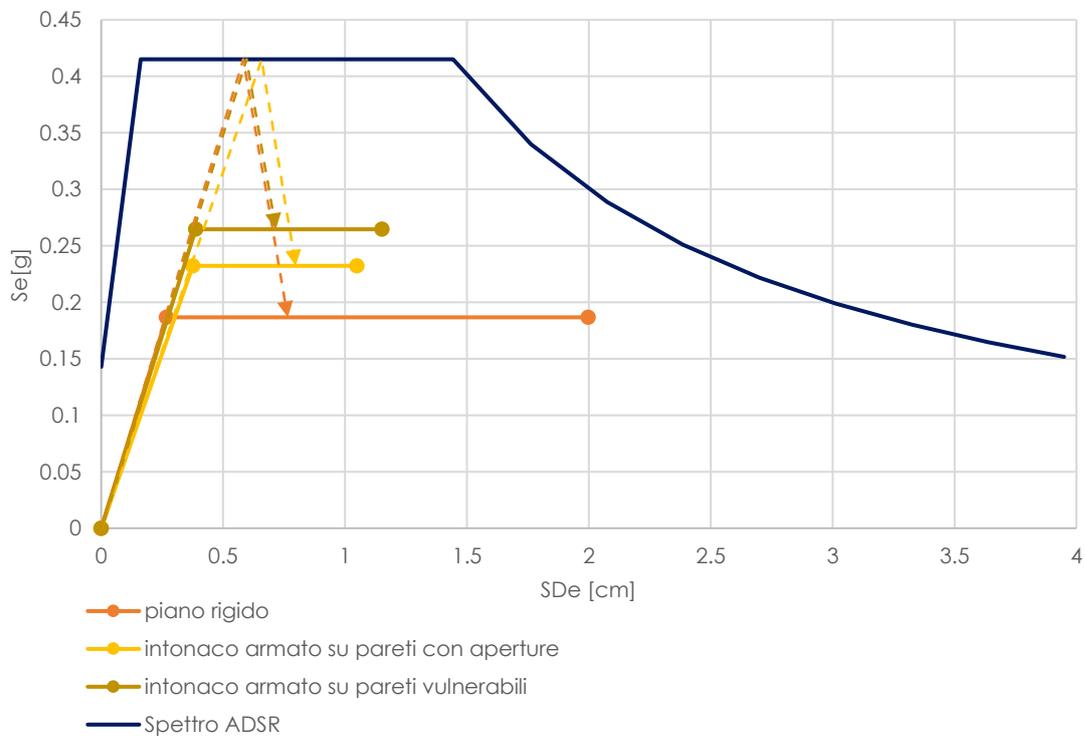


Grafico 5.15 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente uniforme).

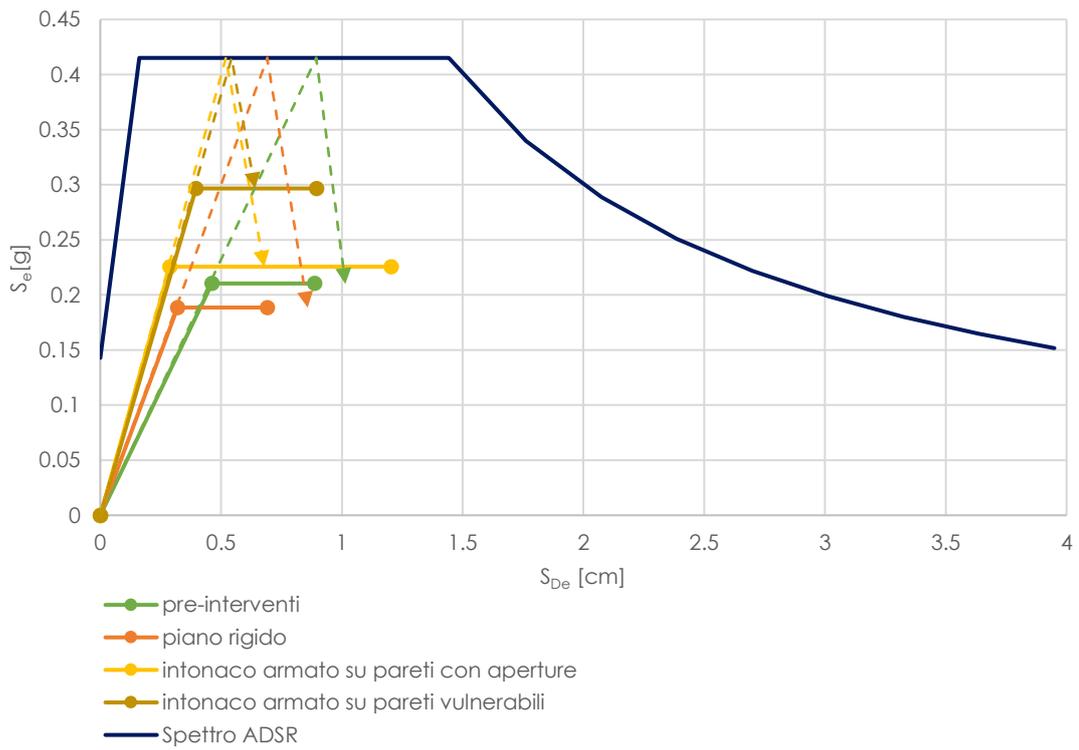


Grafico 5.16 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +Y (coefficiente uniforme).

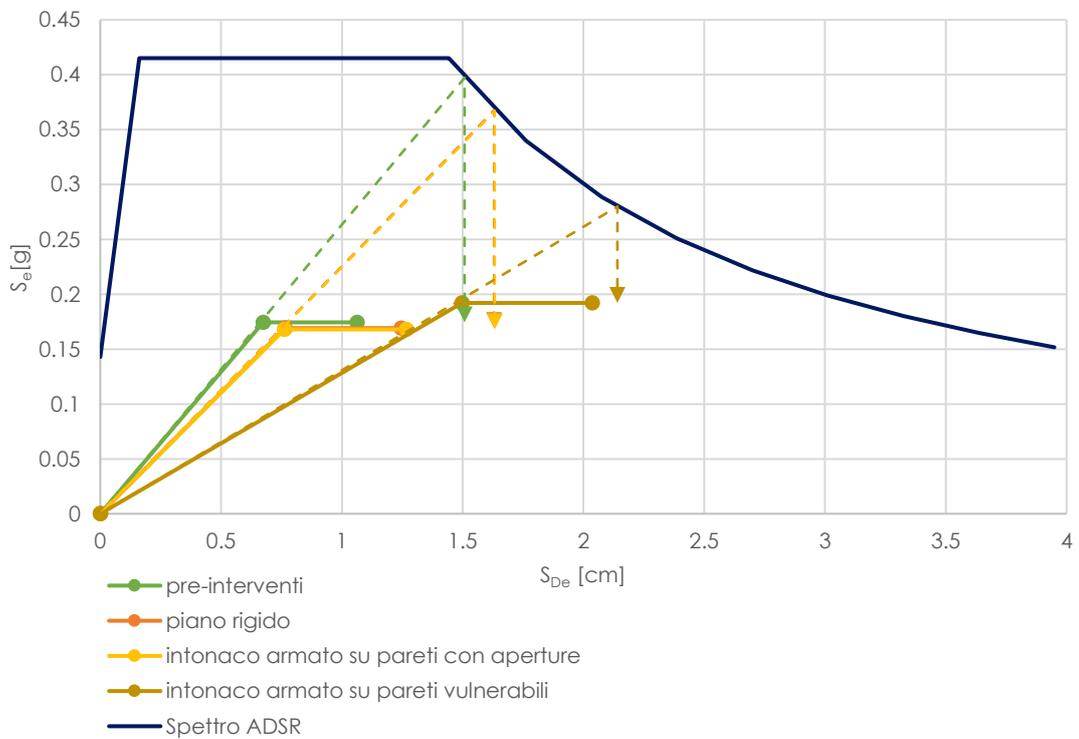


Grafico 5.17 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -Y (coefficiente uniforme).

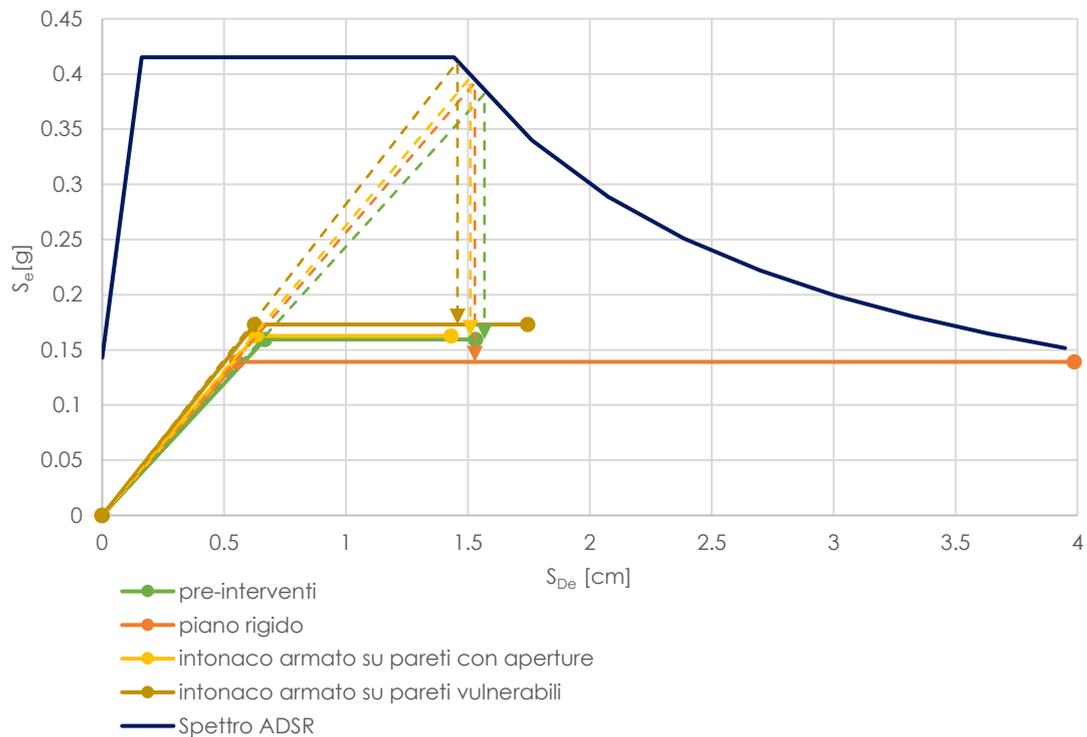


Tabella 5.5 – Rapporti Capacità di spostamento / Domanda di spostamento.

		Rapporto Capacità/Domanda							
		Coefficiente variabile				Coefficiente uniforme			
		+X	-X	+Y	-Y	+X	-X	+Y	-Y
Punto 1	SLV	0.737	0.622	//	1.08	//	0.877	0.704	0.975
	SLD	1.225	1.399	//	1.139	//	1.337	1.116	1.257
Piano rigido	SLV	1.95	1.115	//	//	2.616	0.807	0.764	2.607
	SLD	1.183	1.304	//	//	1.186	1.198	1.206	1.069
Intonaco armato A	SLV	0.938	1.778	//	//	1.321	1.786	0.775	0.948
	SLD	1.59	1.643	//	//	1.476	1.434	1.207	1.235
Intonaco armato B	SLV	1.369	2.022	//	//	1.617	1.406	0.951	1.197
	SLD	1.891	2.004	//	//	1.682	1.885	1.900	1.268

Dal confronto tra i risultati ottenuti precedentemente, si perviene alle seguenti conclusioni:

- I risultati dell'analisi modale non differiscono in maniera decisa rispetto a quelli ottenuti con la precedente modellazione;
- Dall'analisi statica lineare si osserva nuovo aumento dell'eccentricità tra il centro delle rigidezze ed il baricentro delle masse rispetto alla modellazione con l'intonaco armato sulle sole pareti con aperture.
- Dalle verifiche lineari si riscontra un nuovo miglioramento della risposta nei confronti della pressoflessione, tuttavia permangono le problematiche per quanto concerne

le verifiche a taglio come rilevato già nel caso della modellazione con intonaco armato sulle pareti con aperture. Si noti che, come nella modellazione precedente, questi risultati derivano dal processo assestamento ottenuto tramite il comando "aumenta svincolo automatico".

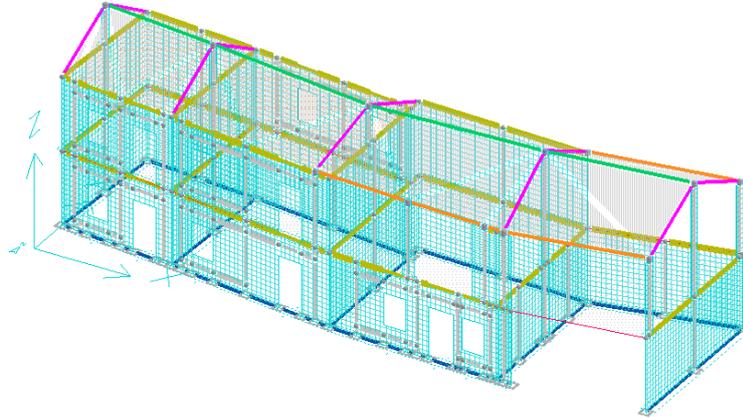
- L'analisi pushover restituisce curve di capacità aventi un valore della forza corrispondente allo snervamento nettamente maggiore rispetto alle modellazioni precedenti. Si osserva un aumento omogeneo del valore del rapporto tra la capacità e la domanda in spostamento, per tutti i casi di carico, con il suo soddisfacimento allo Stato Limite di Danno, mentre allo Stato Limite Ultimo permane un solo caso in cui tale richiesta non risulta verificata.

È evidente, inoltre, che avendo posto l'intonaco armato in prevalenza sulle pareti disposte in direzione X, l'aumento della forza di snervamento risulta maggiore per i casi di carico con azione sismica in X, mentre negli altri casi l'incremento risulta di lieve entità.

- Dall'indice di vulnerabilità sismica, pari a 0,82, si deduce un miglioramento sismico dell'edificio il quale sarà in grado di sopportare il 82% dell'azione sismica calcolata per lo stato limite di salvaguardia della vita. Rispetto alla precedente modellazione con la disposizione dell'intonaco armato sulle pareti aventi aperture, si ha una notevole diminuzione della vulnerabilità sismica traducibile in un miglioramento sismico del 41%.

## 5.9. Analisi dei risultati del modello con l'intonaco armato posto su tutte pareti

Si ipotizza, infine, di inserire l'intonaco armato su tutte le pareti della struttura. Ovviamente tale soluzione risulta sproporzionata rispetto al valore stesso del fabbricato.



### 5.9.1. Analisi dinamica modale

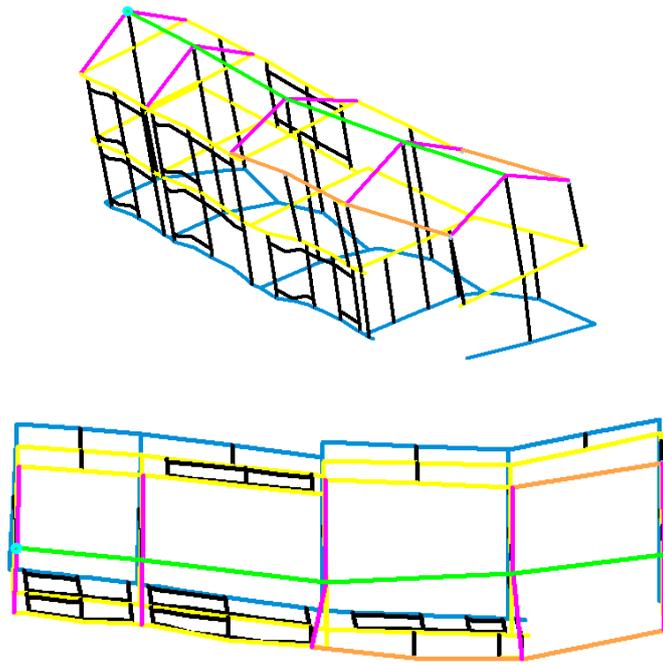
Dall'analisi dinamica modale si ricavano i periodi propri di vibrare principali della struttura, nonché la massa attivata da ognuno dei modi di vibrare.

#### Output Analisi dinamica modale software CDM DOLMEN

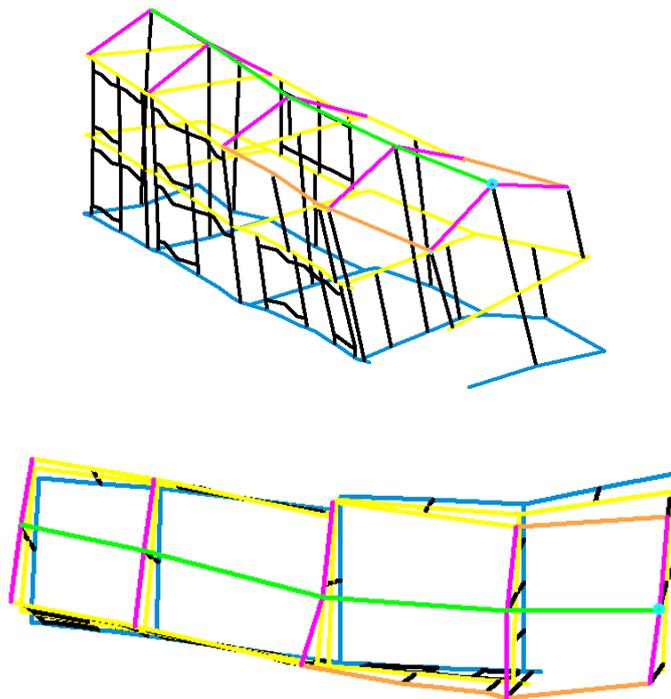
```
*** TABELLA AUTOVETTORI ***
```

n	PERIODO	MASSA ATTIVATA		
	[sec]	%X	%Y	%Z
1	0.298123	0.619	82.311	0.000
2	0.217981	35.146	1.229	0.000
3	0.107940	50.651	0.260	0.000
4	0.078823	0.434	5.140	0.000
-----				
	MASSA TOTALE	86.849	88.939	0.000
-----				

Si riportano di seguito le immagini relative ai principali modi di vibrare ricavati.



*Immagine 5.53 – Autovettore 1, Traslazione direzione Y.*



*Immagine 5.54 – Autovettore 2, Traslazione in direzione X e leggera Torsione dei pilastri isolati.*

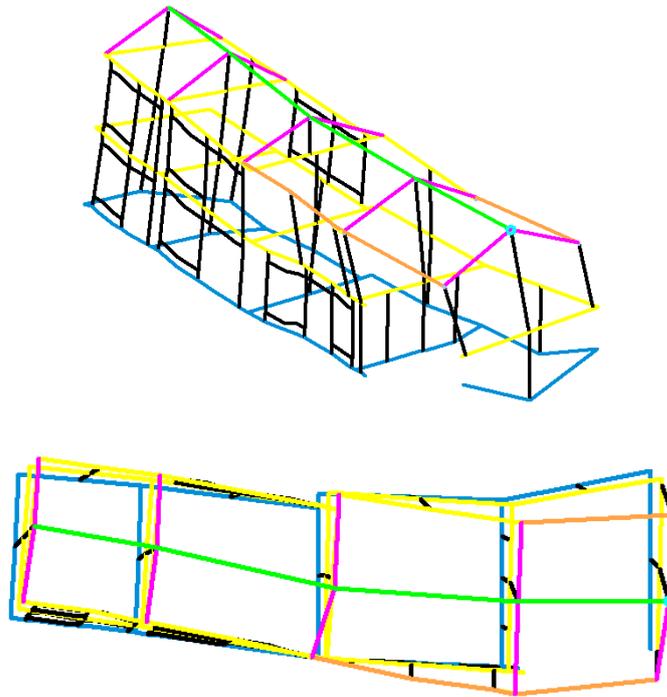


Immagine 5.55 – Autovettore 3, Traslazione in direzione X.

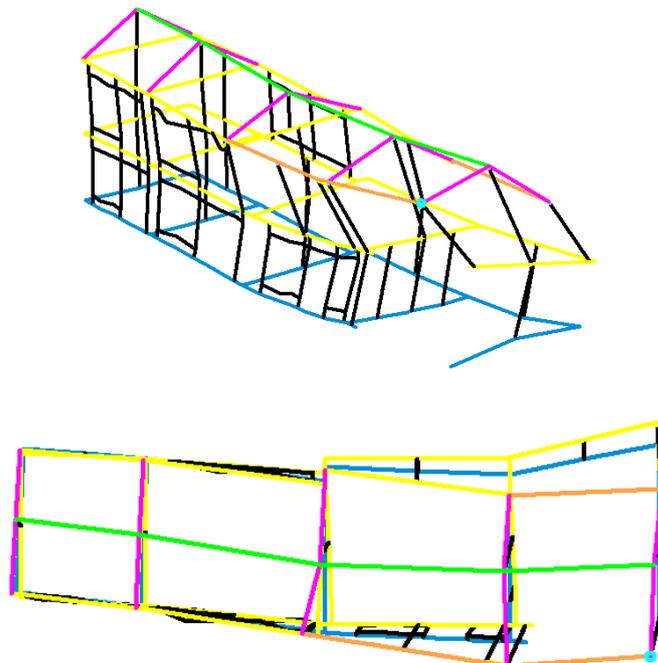


Immagine 5.56 – Autovettore 4, Meccanismo locale di traslazione in direzione Y.

## 5.9.2. Analisi statica lineare

Si riportano di seguito i valori delle forze derivanti dall'analisi statica lineare da applicare alla struttura, nonché i baricentri delle masse.

### Output Analisi statica lineare software CDM DOLMEN

Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2018 )

-----  
Valori risultanti per :

ag 1.168 [g/10]

Fo 2.468

TC\* 0.260

Edificio con struttura in muratura :

Fattore di comportamento q = 2.980

$q = q_0 * KR$  dove :

$q_0 = 1.75 * 1.7$

$KR = 1.0$  ( Edifici regolari in altezza )

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.152

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.139 per T1 = 0.298

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var\_abitazione\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 013 : Sisma X

Cond. 014 : Sisma Y

Cond. 015 : Torcente add. X

Cond. 016 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
40.0	17029	0.0138	234	2103	20728	928.0	80.2
255.0	23603	0.0877	2070	18584	183156	932.9	78.6
340.0	241946	0.1169	28286	1053659	3408480	1129.9	443.2
555.0	23124	0.1908	4413	140090	233893	676.5	309.7
610.0	80163	0.2098	16814	612546	2026128	895.7	438.2
750.0	16332	0.2579	4212	32642	504310	1300.0	370.1

Eccentricità baricentro delle masse - baricentro delle rigidezze

Quota del piano 300 cm

Baricentro delle rigidezze:

Xk (centro delle rigidezze) 1079.2 [cm]

Yk (centro delle rigidezze) 745.0 [cm]

Baricentro delle masse:

Xg (baricentro) 1049.1 [cm]

Yg (baricentro) 408.7 [cm]

### 5.9.3. Verifiche lineari

Le verifiche lineari consistono nelle verifiche a: presso-flessione nel piano, taglio nel piano, presso-flessione fuori dal piano, sismica locale.

#### Output verifiche lineari software CDM DOLMEN

CASI UTILIZZATI PER LA VERIFICA DELLE MURATURE

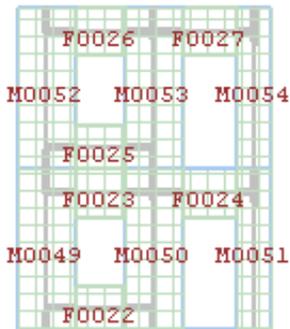
```
1 -- SLU SENZA SISMA
4 -- SLU con SISMAX PRINC
5 -- SLU con SISMAX PRINC
```

E' stata effettuata un redistribuzione del taglio fra pannelli appartenenti ad uno stesso piano di una parete, in accordo con le condizioni previste al punto 7.8.1.5.2 delle NTC2018

UNITA' DI MISURA UTILIZZATE :

```
Lunghezze : cm
Forze      : daN
Momenti    : daNcm
```

-----  
 PARETE 1 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 470.00 , 135.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0049	13	01	110.8	45.0	275.0	3474	1.4	1	0.7	001
M0050	13	01	105.7	45.0	275.0	3314	1.4	1	0.7	001
M0051	13	01	65.4	45.0	275.0	2050	1.4	1	0.7	001
M0052	13	01	110.8	45.0	276.0	3474	1.4	1	0.7	001
M0053	13	01	105.7	45.0	276.0	3314	1.4	1	0.7	001
M0054	13	01	65.4	45.0	276.0	2050	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0049	1	388445	+0.00	388445	24440	590318
M0050	4	141827	+0.00	141827	12257	615398
M0051	1	0	+0.00	0	20369	109538
M0052	4	452325	+0.00	452325	5220	464072
M0053	4	426719	+0.00	426719	5176	428913
M0054	4	0	+0.00	0	392	98533

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0049	1	21204	217679	0.67	2819	+0.00	2819	3560
M0050	1	15358	2707	0.67	640	+0.00	640	2972
M0051	1	18387	0	0.67	0	+0.00	0	2536
M0052	1	8252	302364	0.67	2200	+0.00	2200	2267
M0053	1	8395	323578	0.67	2227	+0.00	2227	2229
M0054	1	1035	0	0.67	0	+0.00	0	688

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0049	1	24440	33605	6.11		265977	
M0050	1	17673	24300	6.11		274682	
M0051	1	20369	28007	6.11		81443	
M0052	1	11488	15853	6.13		264264	
M0053	1	10710	14780	6.13		250272	
M0054	1	3017	4164	6.13		115745	

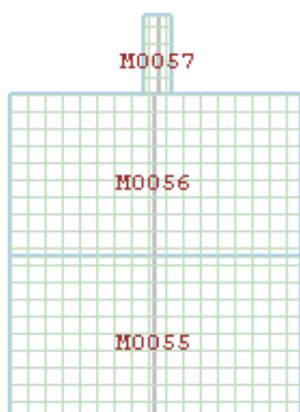
Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0049	0.21798	207	7099	4	15950	322727
M0050	0.21798	197	6772	4	11367	276595
M0051	0.21798	122	4190	4	13111	203883
M0052	0.31757	301	10379	4	6465	223054
M0053	0.31757	287	9901	4	6067	211312
M0054	0.31757	178	6126	4	1046	85368

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione				Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.	
F0022	14 01	1	11154	84706	1	492	420 [t]	001	NO
F0023	14 01	1	12548	107206	1	554	472 [t]	001	NO
F0024	14 01	1	15492	107206	1	615	472 [t]	001	NO
F0025	14 01	1	11154	84706	1	492	420 [t]	001	NO
F0026	14 01	1	12548	107206	1	554	472 [t]	001	NO
F0027	14 01	1	15492	107206	1	615	472 [t]	001	NO

F0022:  $V_{rd}/V_d = 0.853005 < 1.$   
 F0023:  $V_{rd}/V_d = 0.853005 < 1.$   
 F0024:  $V_{rd}/V_d = 0.767675 < 1.$   
 F0025:  $V_{rd}/V_d = 0.853005 < 1.$   
 F0026:  $V_{rd}/V_d = 0.853005 < 1.$   
 F0027:  $V_{rd}/V_d = 0.767675 < 1.$

-----  
 PARETE 2 - da ( 0.00 , 190.00 ) a ( 30.00 , 730.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2		
	mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2  Rinf.
M0055	13	01	540.8	45.0	275.0	16954	1.4	1	0.7   001
M0056	13	01	540.8	45.0	276.0	16954	1.4	1	0.7   001
M0057	14	02	50.1	50.0	125.0	819	0.6	1	11.6   002

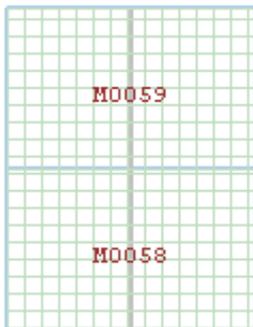
	Pressoflessione nel piano						
	caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0055	5	2530640	+0.00	2530640	20567	10185383	
M0056	5	706681	+0.00	706681	3816	6861228	
M0057	5	1808	+0.00	1808	1046	78482	

	Taglio nel piano							
	caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0055	5	20567	2530640	1.00	12178	+0.00	12178	25850
M0056	1	6883	338144	1.00	3767	+0.00	3767	7881
M0057	5	432	537	0.67	17	+0.00	17	2669

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd
M0055	1	49957	68691	6.11			1241582
M0056	1	26169	36113	6.13			974194
M0057	1	2840	33001	2.50			119379

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0055	0.21798	1008	34647	4	26925	1018928
M0056	0.31757	1468	50660	4	10173	734367
M0057	0.39226	88	1382	4	636	71211

-----  
 PARETE 3 - da ( 30.00 , 730.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0058	13 01	461.7	45.0	275.0	14474	1.4	1	0.7	001
M0059	13 01	461.7	45.0	276.0	14474	1.4	1	0.7	001

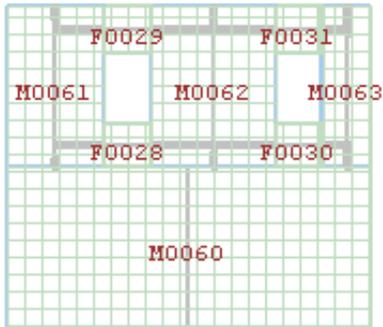
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0058	4	1789848	+0.00	1789848	32371	9509308
M0059	4	680202	+0.00	680202	3415	5029759

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0058	4	32371	1789848	1.00	6868	+0.00	6868	25666
M0059	1	6600	441165	1.00	3158	+0.00	3158	7015

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd   Mrd
M0058	1	63726	87624	6.11		1182514
M0059	1	23065	31829	6.13		841695

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0058	0.21798	860	29580	4	37799	1076237
M0059	0.31757	1254	43250	4	8843	629862

-----  
 PARETE 4 - da ( 490.00 , 690.00 ) a ( 1160.00 , 605.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0060	13 01	675.4	45.0	275.0	21174	1.4	1	0.7	001
M0061	13 01	181.4	45.0	276.0	5687	1.4	1	0.7	001
M0062	13 01	231.8	45.0	276.0	7267	1.4	1	0.7	001
M0063	13 01	90.7	45.0	276.0	2843	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0060	4	3014014	+0.00	3014014	27509	16297489	
M0061	5	193735	+0.00	193735	3383	919285	
M0062	4	414088	+0.00	414088	10002	1962399	
M0063	4	111606	+0.00	111606	1473	222355	

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0060	4	27509	3014014	1.00	12021	+0.00	12021	32778
M0061	1	5397	61860	0.67	2208	+0.00	2208	2459
M0062	4	3957	91515	0.84	2278	+0.00	2278	8715
M0063	1	2382	78653	0.67	568	+0.00	568	1167

Pressoflessione per carichi laterali								
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0060	1	65893	90603	6.11			1579535	
M0061	1	12331	17017	6.13			371964	
M0062	1	14734	20333	6.13			463232	
M0063	1	4369	6029	6.13			163111	

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0060	0.21798	1259	43271	4	35450	1300526
M0061	0.31757	493	16993	4	4912	273449
M0062	0.31757	629	21714	4	5910	342910
M0063	0.31757	246	8496	4	2237	132835

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione				Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.	
F0028	14 01	1	9974	84706	1	466	420 [t]	001	NO
F0029	14 01	1	11220	107206	1	524	472 [t]	001	NO
F0030	14 01	1	9974	84706	1	466	420 [t]	001	NO
F0031	14 01	1	11220	107206	1	524	472 [t]	001	NO

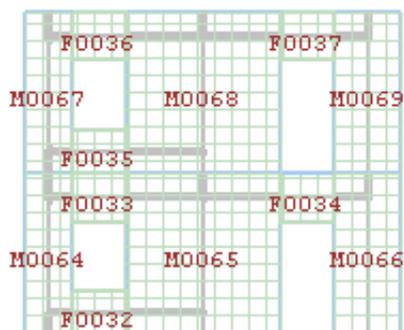
F0028:  $Vrd/Vd = 0.902055 < 1.$

F0029:  $Vrd/Vd = 0.902055 < 1.$

F0030:  $Vrd/Vd = 0.902055 < 1.$

F0031:  $Vrd/Vd = 0.902055 < 1.$

-----  
PARETE 5 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 1160.00 , 35.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

	Car.mecc/res			Dati geometrici			Ecc. e2				
	mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0064	13	01		90.9	45.0	275.0	2850	1.4	1	0.7	001
M0065	13	01		288.0	45.0	275.0	9029	1.4	1	0.7	001
M0066	13	01		121.3	45.0	275.0	3803	1.4	1	0.7	001
M0067	13	01		90.9	45.0	276.0	2850	1.4	1	0.7	001
M0068	13	01		288.0	45.0	276.0	9029	1.4	1	0.7	001
M0069	13	01		121.3	45.0	276.0	3803	1.4	1	0.7	001

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0064	5	260253	+0.00	260253	11638	472220
M0065	5	552992	+0.00	552992	15987	3351537
M0066	4	297136	+0.00	297136	14712	824413
M0067	4	218779	+0.00	218779	4236	310982
M0068	4	879571	+0.00	879571	9153	2710999
M0069	4	312417	+0.00	312417	418	323890

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0064	5	11638	260253	0.67	1897	+0.00	1897	4578
M0065	1	31491	30818	1.00	4112	+0.00	4112	10596
M0066	1	23041	157196	0.67	1439	+0.00	1439	3883
M0067	1	7551	177651	0.67	1824	+0.00	1824	1957
M0068	1	4017	63322	1.00	2356	+0.00	2356	4337
M0069	1	2766	153088	0.67	1080	+0.00	1080	1472

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0064	1	19432	26719	6.11		222244
M0065	1	33056	45452	6.11		707783
M0066	1	27243	37459	6.11		287681
M0067	1	9542	13168	6.13		217638
M0068	1	13464	18580	6.13		512188
M0069	1	6968	9615	6.13		233174

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0064	0.21798	169	5824	4	12404	260179
M0065	0.21798	537	18451	4	19222	614236
M0066	0.21798	226	7771	4	16328	345589
M0067	0.31757	247	8515	5	5002	178516
M0068	0.31757	782	26978	4	6325	407721
M0069	0.31757	329	11363	4	2034	160114

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res			Pressoflessione				Taglio		
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.	
F0032	14 01	1	12519	84706	1	522	420 [t]	001   NO	
F0033	14 01	1	14084	107206	1	587	472 [t]	001   NO	
F0034	14 01	1	15604	107206	1	618	472 [t]	001   NO	
F0035	14 01	1	12519	84706	1	522	420 [t]	001   NO	
F0036	14 01	1	14084	107206	1	587	472 [t]	001   NO	
F0037	14 01	1	15604	107206	1	618	472 [t]	001   NO	

F0032:  $Vrd/Vd = 0.805140 < 1.$

F0033:  $Vrd/Vd = 0.805140 < 1.$

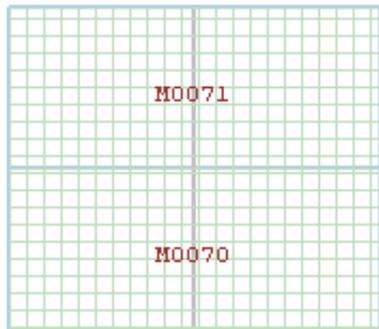
F0034:  $Vrd/Vd = 0.764912 < 1.$

F0035:  $Vrd/Vd = 0.805140 < 1.$

F0036:  $Vrd/Vd = 0.805140 < 1.$

F0037:  $Vrd/Vd = 0.764912 < 1.$

-----  
PARETE 6 - da ( 1160.00 , 660.00 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0070	13	01	690.5	45.0	275.0	21647	1.4	1	0.7	001
M0071	13	01	690.5	45.0	276.0	21647	1.4	1	0.7	001

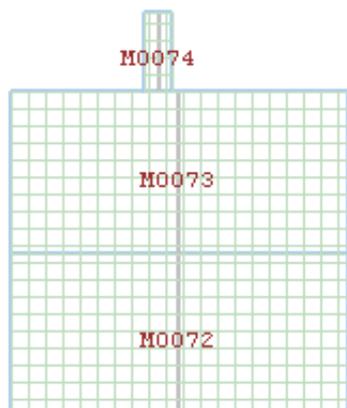
Pressoflessione nel piano							
caso		Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0070	4	5694203	+0.00	5694203	23900	16050929	
M0071	4	2733089	+0.00	2733089	29802	17415292	

Taglio nel piano								
caso		Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0070	1	37546	4746951	1.00	18094	+0.00	18094	18325
M0071	1	20464	794976	1.00	13987	+0.00	13987	14017

Pressoflessione per carichi laterali							
caso		Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0070	1	62170	85484	6.11			1571177
M0071	1	45087	62221	6.13			1394229

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0070	0.21798	1287	44238	4	32018	1264044
M0071	0.31757	1875	64683	5	18979	1045878

-----  
 PARETE 7 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1160.00 , 660.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0072	13 01	625.0	50.0	275.0	21375	1.4	1	0.7	001
M0073	13 01	625.0	50.0	276.0	21375	1.4	1	0.7	001
M0074	14 02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	7.5	002

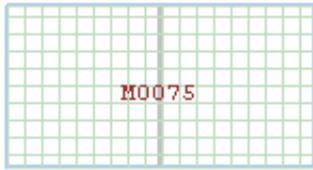
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0072	5	4604494	+0.00	4604494	12055	11152661
M0073	5	3602828	+0.00	3602828	21878	13430006
M0074	5	6063	+0.00	6063	2518	110207

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0072	5	12055	4604494	1.00	17323	+0.00	17323 27541
M0073	5	3175	1844195	1.00	18030	+0.00	18030 24080
M0074	5	1904	1248	0.67	43	+0.00	43 3070

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0072	1	45173	62113	5.50		1495473
M0073	1	34232	47240	5.52		1336050
M0074	1	8090	60700	2.50		214214

Sismica fuori piano					
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0072	0.21798	1294	44491	4	20071 1117911
M0073	0.31757	1886	65052	4	11191 936847
M0074	0.39226	88	1379	4	2109 104825

-----  
PARETE 8 - da ( 1850.00 , 633.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
-----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res			Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.		hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0075	13	01	571.1	50.0	275.0	19532	1.4	1	0.7	001

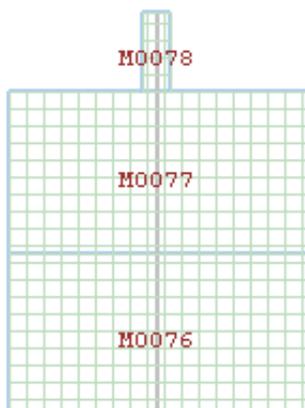
Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0075	4	3096139	+0.00	3096139	20486	11314015	

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0075	4	20486	3094720	1.00	11867	+0.00	11867	28166

Pressoflessione per carichi laterali							
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd	
M0075	1	55117	75786	5.50		1533187	

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0075	0.21798	1183	40654	4	27810	1200447

-----  
 PARETE 9 - da ( 470.00 , 135.00 ) a ( 490.00 , 690.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0076	13 01	555.4	55.0	275.0	20578	1.4	1	0.7	001
M0077	13 01	555.4	55.0	276.0	20578	1.4	1	0.7	001
M0078	14 02	50.0	50.0	125.0	818	0.6	1	3.2	002

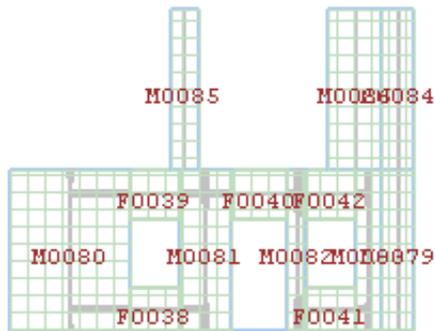
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0076	5	3281563	+0.00	3281563	16105	10061817
M0077	5	1680118	+0.00	1680118	22079	11289397
M0078	5	3440	+0.00	3440	2073	100725

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0076	5	16105	3219390	1.00	11755	+0.00	11755 27368
M0077	5	4074	754436	1.00	8832	+0.00	8832 22965
M0078	5	1460	167	0.67	28	+0.00	28 2956

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e	c.rid.res	Nrd   Mrd
M0076	1	48904	67244	5.00		1624024
M0077	1	32358	44653	5.02		1360856
M0078	1	6047	19231	2.50		180709

Sismica fuori piano					
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0076	0.21798	1265	4	23822	1230586
M0077	0.31757	1843	4	11790	963397
M0078	0.39226	88	4	1664	94831

-----  
 PARETE 10 - da ( 1160.00 , 35.00 ) a ( 1910.00 , 0.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0079	14 02	60.1	50.0	275.0	1965	1.4	1	11.7	002
M0080	13 01	225.2	50.0	275.0	7702	1.4	1	0.7	001
M0081	13 01	95.1	50.0	275.0	3252	1.4	1	0.7	001
M0082	13 01	35.0	50.0	275.0	1197	1.4	1	0.7	001
M0083	13 01	50.1	50.0	275.0	1713	1.4	1	0.7	001
M0084	14 02	60.1	50.0	276.0	1965	1.4	1	9.9	002
M0086	13 01	100.1	50.0	276.0	3423	1.4	1	0.7	001
M0085	14 02	50.1	50.0	275.0	1638	1.4	1	1.3	002

Pressoflessione nel piano							
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd		
M0079	4	94612	+0.00	94612	3357	167600	
M0080	5	1022215	+0.00	1022215	5786	1571178	
M0081	4	158685	+0.00	158685	6941	421911	
M0082	1	0	+0.00	0	7598	68605	
M0083	1	0	+0.00	0	11014	140043	
M0084	4	76036	+0.00	76036	2324	141180	
M0086	4	209049	+0.00	209049	4444	377279	
M0085	4	22026	+0.00	22026	2813	116768	

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0079	1	3357	51655	0.67	540	+0.00	540	2010
M0080	1	10744	297979	0.82	2920	+0.00	2920	4889
M0081	4	6941	158685	0.67	1472	+0.00	1472	4289
M0082	1	7040	0	0.67	0	+0.00	0	1216
M0083	1	9817	0	0.67	0	+0.00	0	1719
M0084	4	604	31856	0.67	411	+0.00	411	3228
M0086	4	1448	76784	0.67	1089	+0.00	1089	3422
M0085	4	1380	2124	0.67	76	+0.00	76	2940

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0079	1	5592	65497	5.50		186695
M0080	1	20264	27863	5.50		588446
M0081	1	14243	19585	5.50		292550
M0082	1	7598	10447	5.50		107793
M0083	1	11014	15145	5.50		153719
M0084	1	4236	41746	5.52		160207
M0086	1	7086	9778	5.52		237483
M0085	1	5345	7349	5.50		168320

Sismica fuori piano						
Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd	
M0079	0.21798	118	4053	4	2375	122421
M0080	0.21798	466	16031	4	9297	442576
M0081	0.21798	197	6770	4	7815	252339
M0082	0.21798	72	2491	4	4364	111896
M0083	0.21798	104	3566	4	5948	156879
M0084	0.31757	172	5926	4	1341	98901
M0086	0.31757	302	10419	4	2732	169424
M0085	0.31757	143	4922	4	1994	102374

#### VERIFICHE FASCE DI PIANO

Car.mecc/res		Pressoflessione			Taglio			
mat.	res.	caso	Md	Mrd	caso	Vd	Vrd	Rinf.
F0038	14 01	1	12030	94118	1	534	467 [t]	001   NO
F0039	14 01	1	13534	119118	1	601	525 [t]	001   NO
F0040	14 01	1	18421	119118	1	701	525 [t]	001   NO
F0041	14 01	1	12030	94118	1	534	467 [t]	001   NO
F0042	14 01	1	13534	119118	1	601	525 [t]	001   NO

F0038: Vrd/Vd = 0.873743 < 1.

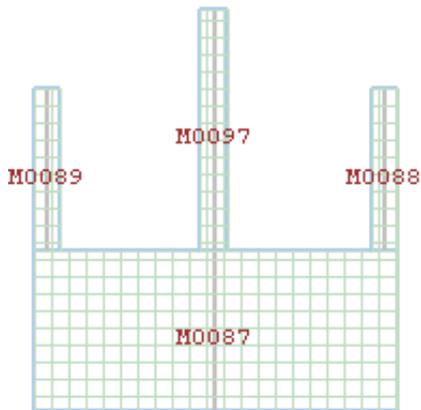
F0039: Vrd/Vd = 0.873743 < 1.

F0040: Vrd/Vd = 0.748923 < 1.

F0041: Vrd/Vd = 0.873743 < 1.

F0042: Vrd/Vd = 0.873743 < 1.

-----  
 PARETE 11 - da ( 2410.00 , 70.00 ) a ( 2410.00 , 745.00 )  
 -----



VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici				Ecc. e2			
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0087	13 01	675.0	55.0	275.0	25009	1.4	1	0.7	001
M0088	14 02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	4.0	002
M0089	14 02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	16.4	002
M0097	14 02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	2.8	002

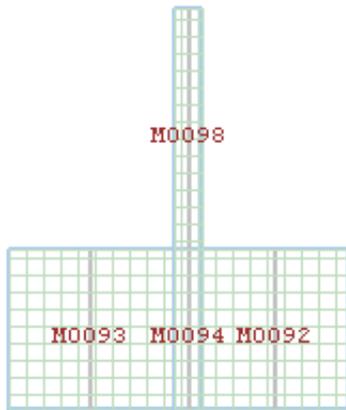
Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0087	5 2721042	+0.00	2721042	8630	11964902	
M0088	5 104363	+0.00	104363	2477	109350	
M0089	5 103890	+0.00	103890	2377	107232	
M0097	5 64315	+0.00	64315	2674	113499	

Taglio nel piano							
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd
M0087	1 18180	3164812	1.00	13154	+0.00	13154	14812
M0088	1 2773	10395	0.67	219	+0.00	219	1668
M0089	1 2529	12126	0.67	255	+0.00	255	1610
M0097	1 3558	6974	0.67	105	+0.00	105	1843

Pressoflessione per carichi laterali						
caso	Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0087	1 46628	64113	5.00			1778428
M0088	1 4633	18734	5.50			154947
M0089	1 4389	71891	5.50			150294
M0097	1 6348	17829	8.50			185922

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0087	0.21798	1538	52855	4	18008	1255448
M0088	0.31757	143	4912	4	1660	94727
M0089	0.31757	143	4912	4	1560	92461
M0097	0.34247	231	12281	4	1447	89902

-----  
PARETE 12 - da ( 1850.00 , 2.80 ) a ( 1850.00 , 633.00 )  
-----



#### VERIFICHE MASCHI MURARI

Car.mecc/res		Dati geometrici					Ecc. e2		
mat.	res.	hsez	t	h0	W	e1	caso	e2	Rinf.
M0092	13 01	270.2	40.0	275.0	7701	1.4	1	0.7	001
M0093	13 01	310.0	40.0	275.0	8835	1.4	1	0.7	001
M0094	14 02	50.0	50.0	275.0	1635	1.4	1	0.7	001
M0098	14 02	50.0	50.0	425.0	2452	2.1	1	1.5	002

Pressoflessione nel piano						
caso	Md	% red.	Mred	Nd	Mrd	
M0092	5	3140278	+0.00	3140278	20911	3276699
M0093	5	2543587	+0.00	2543587	5202	2576165
M0094	4	0	+0.00	0	12705	283501
M0098	5	46381	+0.00	46381	8786	226803

Taglio nel piano								
caso	Nd	Md	beta	Vd	% red.	Vred	Vrd	
M0092	5	20911	3140278	0.98	8798	+0.00	8798	14563
M0093	1	10169	1440970	1.00	5209	+0.00	5209	6149
M0094	1	19595	0	0.67	0	+0.00	0	3993
M0098	5	6640	4021	0.67	108	+0.00	108	4038

Pressoflessione per carichi laterali							
caso		Nd	My	h0/t	e c.rid.res	Nrd	Mrd
M0092	1	40821	56128	6.88			567402
M0093	1	20219	27801	6.88			540058
M0094	1	21455	29501	5.50			325460
M0098	1	17183	36514	8.50			310271

Sismica fuori piano						
	Sa	Fa	My	caso	Nd	Mrd
M0092	0.21798	448	15387	4	23798	560046
M0093	0.21798	514	17654	4	8515	413114
M0094	0.21798	98	3372	4	13318	301854
M0098	0.34247	231	12281	5	7560	213842

## Output visivo riassuntivo dei risultati riportati in precedenza

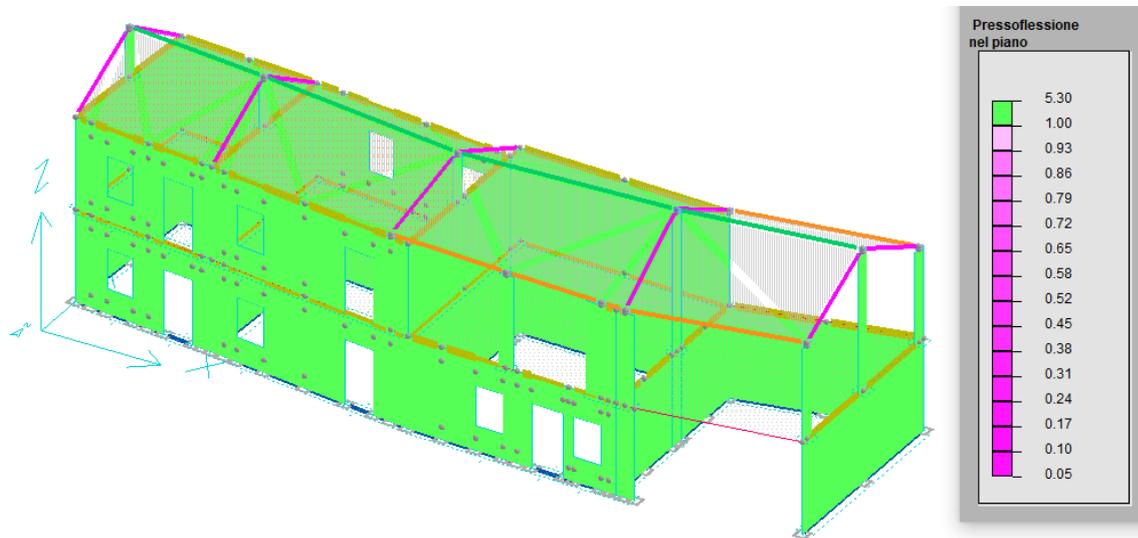


Immagine 5.57 – Presso-flessione nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

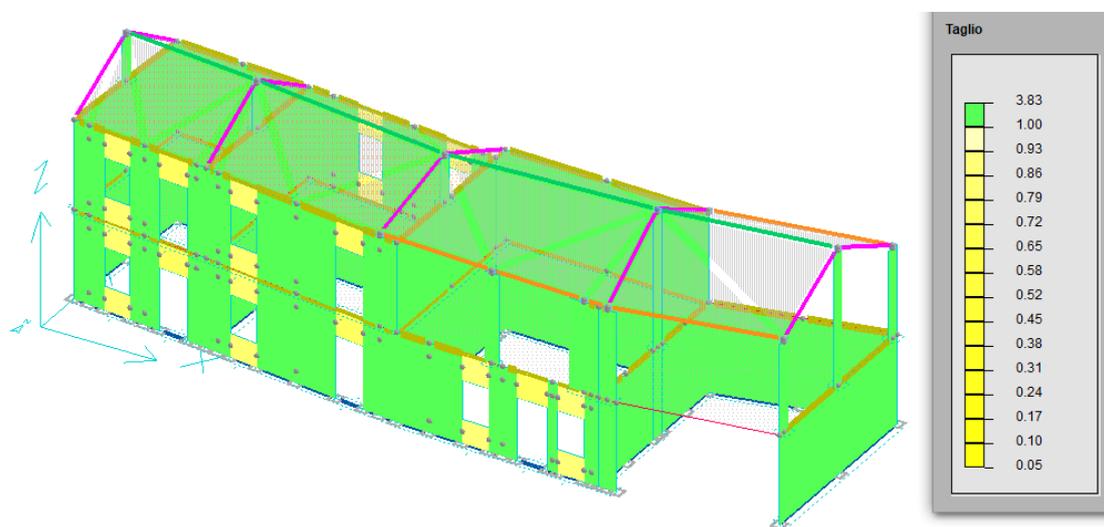


Immagine 5.58 – Taglio nel piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il taglio resistente  $V_{Rd}$  ed il taglio sollecitante  $V_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

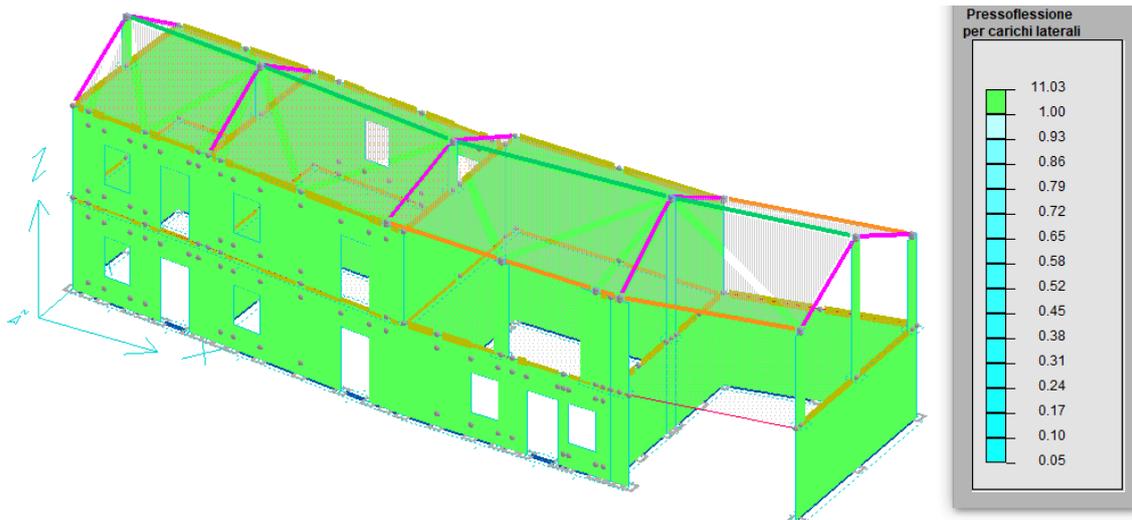


Immagine 5.59 – Presso-flessione fuori dal piano del muro, la legenda riporta il rapporto tra il momento resistente  $M_{Rd}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd}$ , combinazione SLU+SLV.

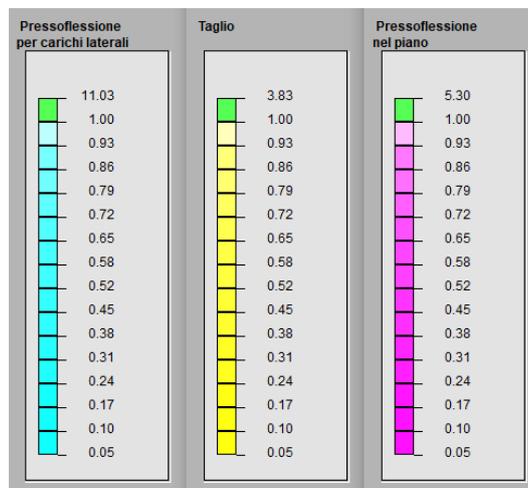
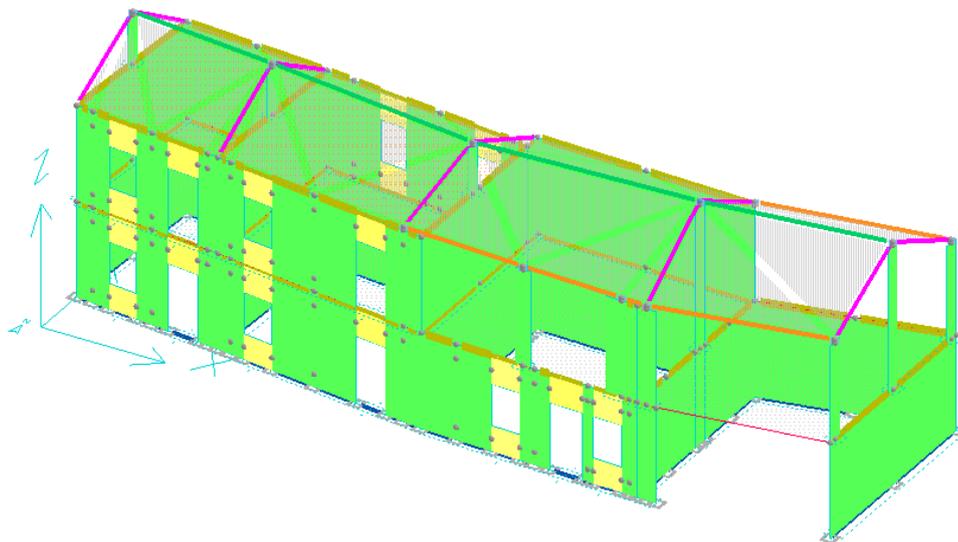


Immagine 5.60 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLU+SLV.

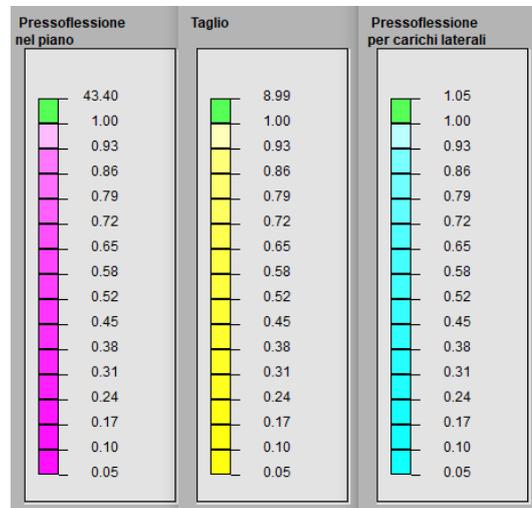
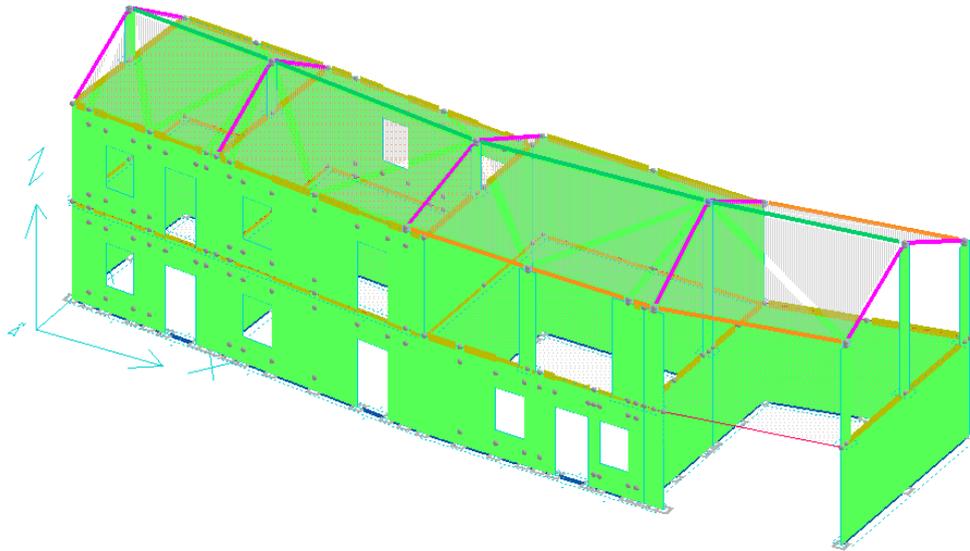


Immagine 5.61 – Output complessivo riportante il riepilogo delle verifiche a pressoflessione nel piano, taglio e pressoflessione fuori dal piano per la combinazione SLV.

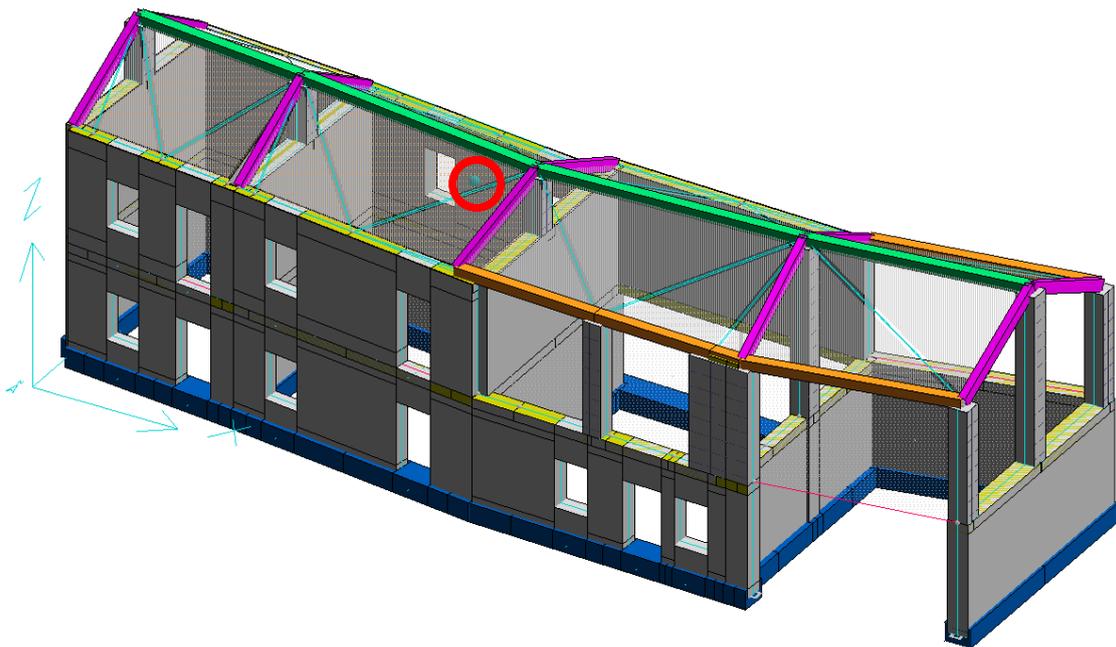
#### 5.9.4. Analisi pushover

Per mezzo dell'analisi pushover si ricavano le curve di capacità in spostamento della struttura. Il software di calcolo CDM DOLMEN restituisce il grafico Forza – Spostamento per il sistema MDOF (Multi Degree Of Freedom).

Successivamente verranno creati i grafici ADRS (spostamento spettrale – accelerazione spettrale) sui quali si riporteranno le curve di capacità del sistema ad un grado di libertà SDOF per l'analisi pre-intervento e post-intervento, nonché lo spettro di risposta allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per effettuare il confronto diretto e valutarne i benefici.

#### Output analisi pushover software CDM DOLMEN

Coordinate punto di controllo ( 912.1 , 429.9 , 600.0 )



Verifica SLU = 0.501

Verifica SLD = 1.239

001) + Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 207634$  daN

$d_y = 0.515$  cm

$F_y = 193814$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.508$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.515$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 1.148$  cm

$d^*y = 0.392$  cm

$F^*y = 147549$  daN

$m^* = 272387$  Kg

$T^* = 0.169$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.2948$  cm

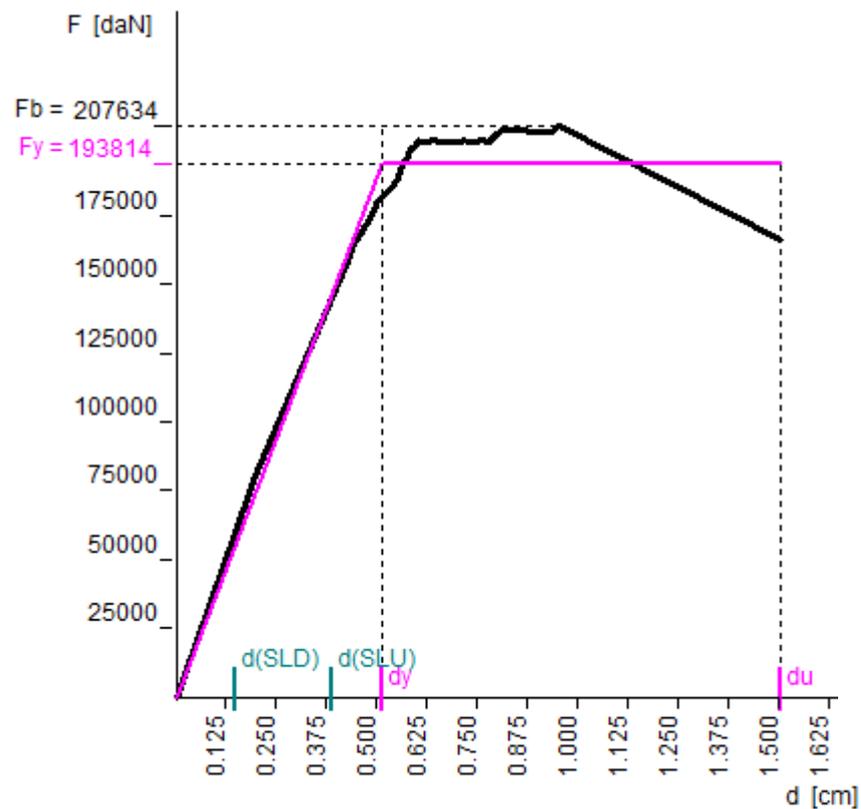
$d^*max$  (SLD) =  $0.1140$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.387$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.150$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $3.893$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $3.442$



002) - Sisma\_X con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = -197478$  daN

$d_y = 0.536$  cm

$F_y = 189187$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.104$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.516$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 0.841$  cm

$d^*y = 0.408$  cm

$F^*y = 144027$  daN

$m^* = 272387$  Kg

$T^* = 0.175$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.3142$  cm

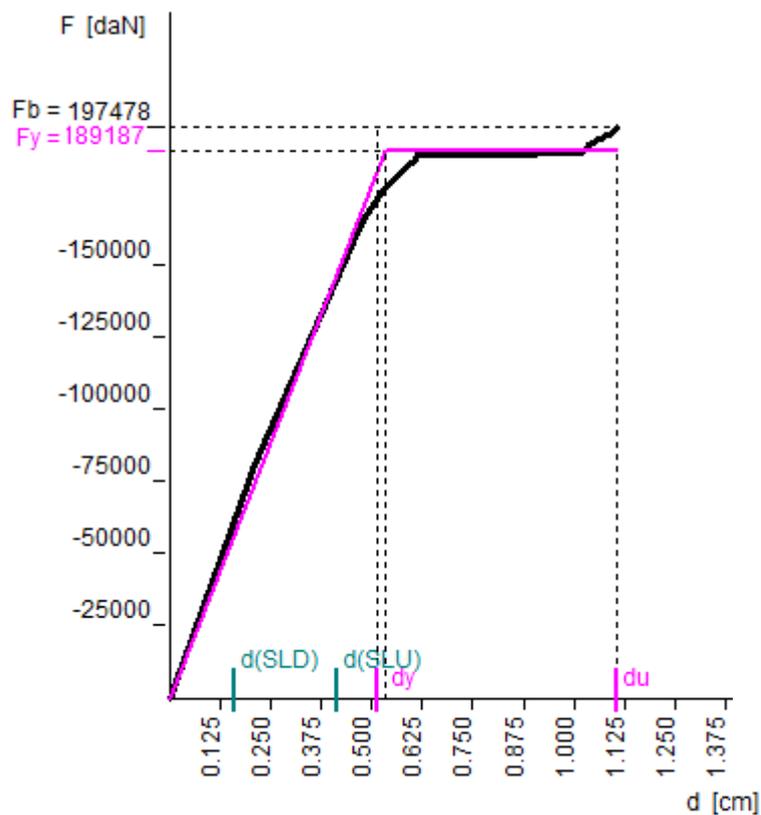
$d^*max$  (SLD) =  $0.1215$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.413$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.160$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $2.675$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $3.234$



003) + Sisma\_Y con coeff. distrib. variabile

MDOF

$F_b = 138758$  daN

$d_y = 1.295$  cm

$F_y = 131762$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.702$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.737$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.31$

SDOF

$d^*u = 1.296$  cm

$d^*y = 0.986$  cm

$F^*y = 100309$  daN

$m^* = 272387$  Kg

$T^* = 0.325$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $1.1053$  cm

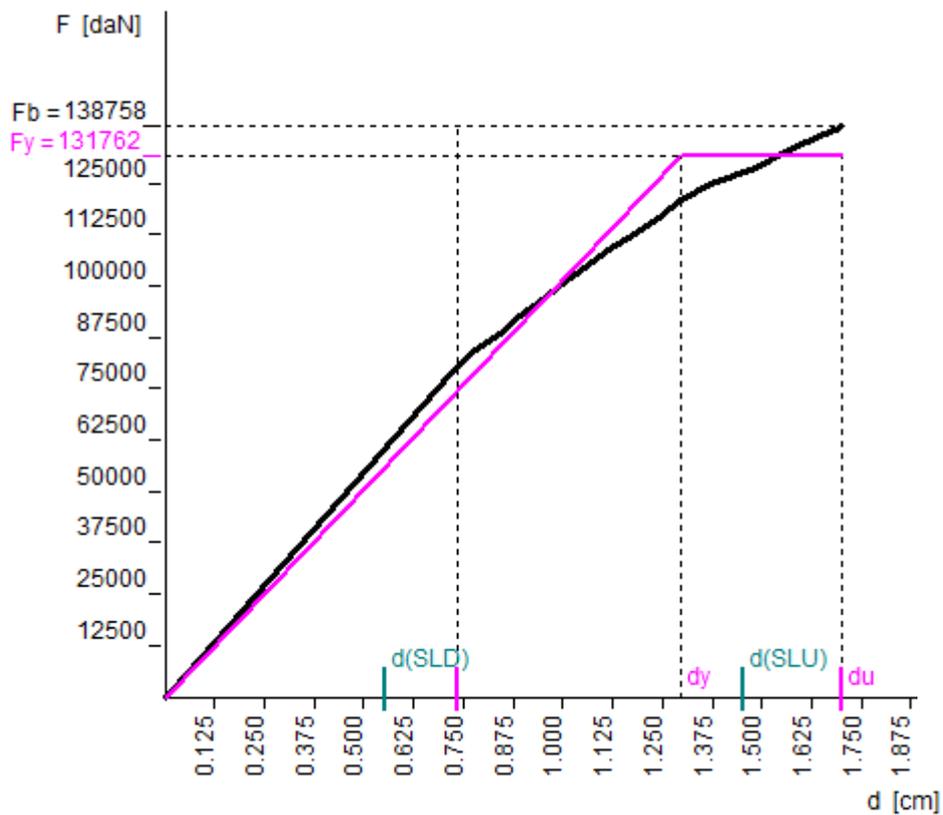
$d^*max$  (SLD) =  $0.4211$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $1.452$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.553$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $1.172$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $1.333$



005) + Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 232168 daN

dy = 0.511 cm

Fy = 227081 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.70 Fb

Capacità di spost. ultimo = 2.143 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.511 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 2.143 cm

d\*y = 0.511 cm

F\*y = 227081 daN

m\* = 410126 Kg

T\* = 0.191 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 0.3756 cm

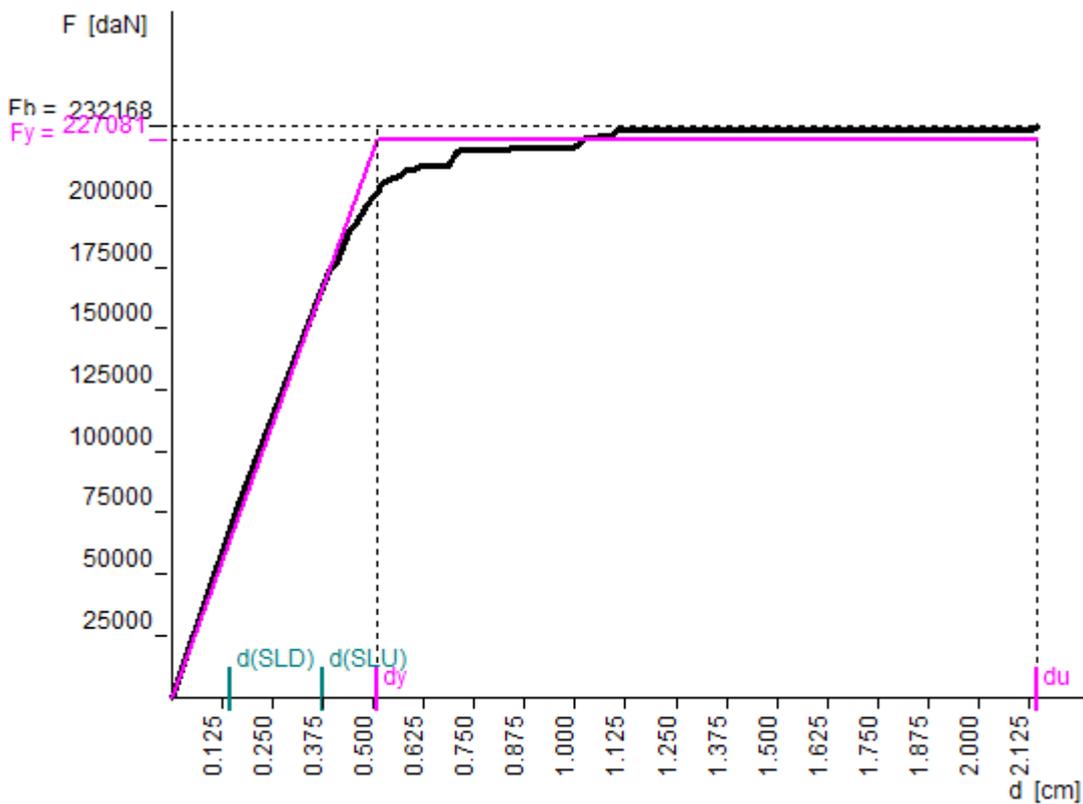
d\*max (SLD) = 0.1452 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 0.376 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.145 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 5.704

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 3.519



006) - Sisma\_X con coeff. distrib. uniforme

MDOF

$F_b = -228246$  daN

$d_y = 0.505$  cm

$F_y = 214744$  daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a  $0.70 F_b$

Capacità di spost. ultimo =  $1.007$  cm

Capacità di spost. allo SLD =  $0.505$  cm

Fattore di ripartizione =  $1.00$

SDOF

$d^*u = 1.007$  cm

$d^*y = 0.505$  cm

$F^*y = 214744$  daN

$m^* = 410126$  Kg

$T^* = 0.195$  s

$T_c$  (SLU) =  $0.374$  s

$d^*max$  (SLU) =  $0.3926$  cm

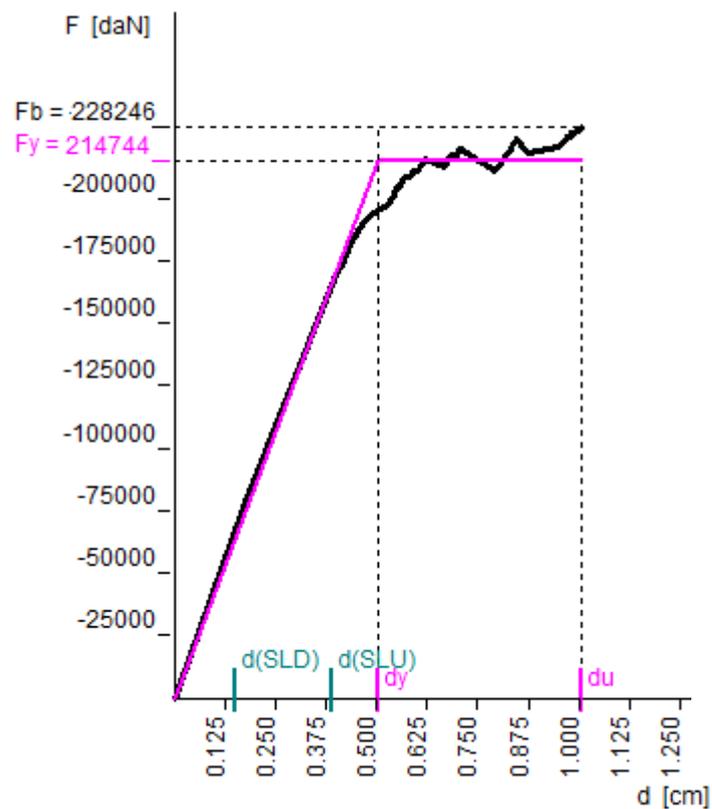
$d^*max$  (SLD) =  $0.1517$  cm

Richiesta di spostamento (SLU) =  $0.393$  cm

Richiesta di spostamento (SLD) =  $0.152$  cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU =  $2.565$

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD =  $3.328$



007) + Sisma\_Y con coeff. distrib. uniforme

MDOF

Fb = 156756 daN

dy = 1.369 cm

Fy = 155795 daN

Punto di intersezione bilaterale - curva di capacità a 0.67 Fb

Capacità di spost. ultimo = 1.596 cm

Capacità di spost. allo SLD = 0.610 cm

Fattore di ripartizione = 1.00

SDOF

d\*u = 1.596 cm

d\*y = 1.369 cm

F\*y = 155795 daN

m\* = 410126 Kg

T\* = 0.377 s

Tc (SLU) = 0.374 s

d\*max (SLU) = 1.4562 cm

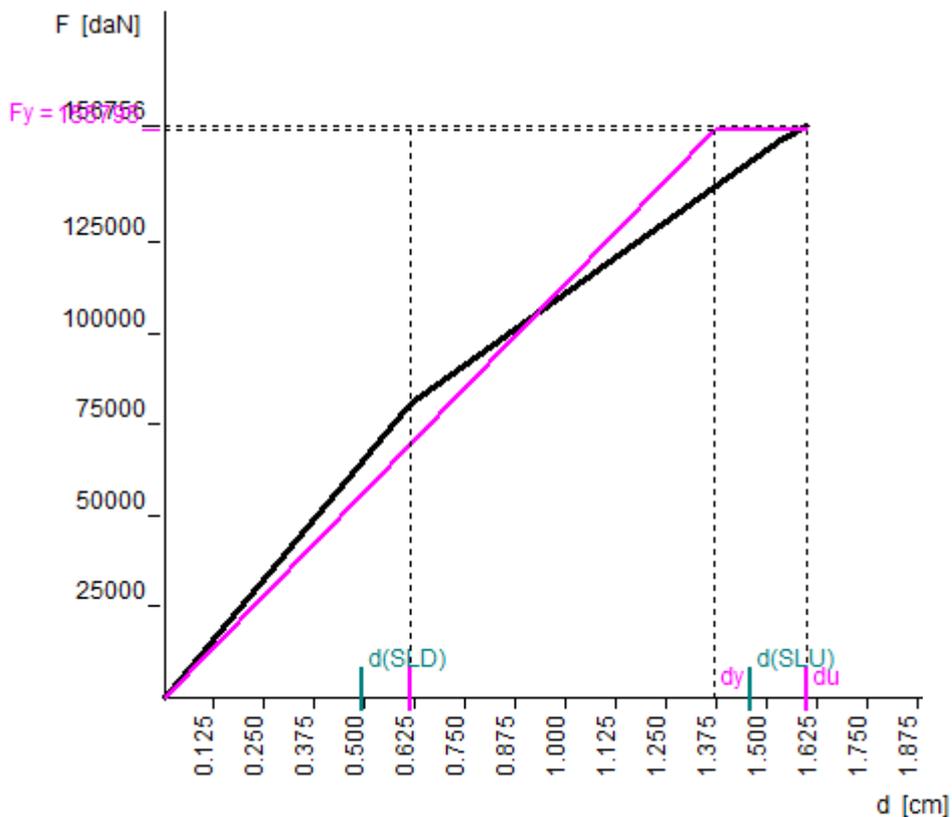
d\*max (SLD) = 0.4925 cm

Richiesta di spostamento (SLU) = 1.456 cm

Richiesta di spostamento (SLD) = 0.492 cm

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLU = 1.096

Rapporto (capacità/richiesta) di spostamento allo SLD = 1.239



### 5.9.5. Indice di vulnerabilità sismica

Procedendo nell'analisi della vulnerabilità sismica tramite processo iterativo che consiste nel ricercare il massimo coefficiente moltiplicativo dell'azione sismica per la combinazione SLV che conduce alla verifica dell'intera struttura, si ricava un indice di vulnerabilità sismica in termini di accelerazione che risulta essere pari a 1,89. Ad esso corrisponde una accelerazione al suolo sostenibile dalla struttura pari a 2,21g/10.

### 5.9.6. Confronto analisi pre-interventi/post-interventi

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi pushover ottenuti applicando l'intonaco armato su tutte le pareti, confrontati con i risultati ottenuti dalla stessa analisi per il "punto 1" nella situazione pre-intervento, quelli ottenuti applicando gli interventi per ridurre la deformabilità dei solai ed aumentare l'ammorsamento tra le pareti ed infine quelli ottenuti applicando l'intonaco armato sulle pareti con aperture e sulle pareti soggette a maggiore vulnerabilità.

Grafico 5.18 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +X (coefficiente variabile).

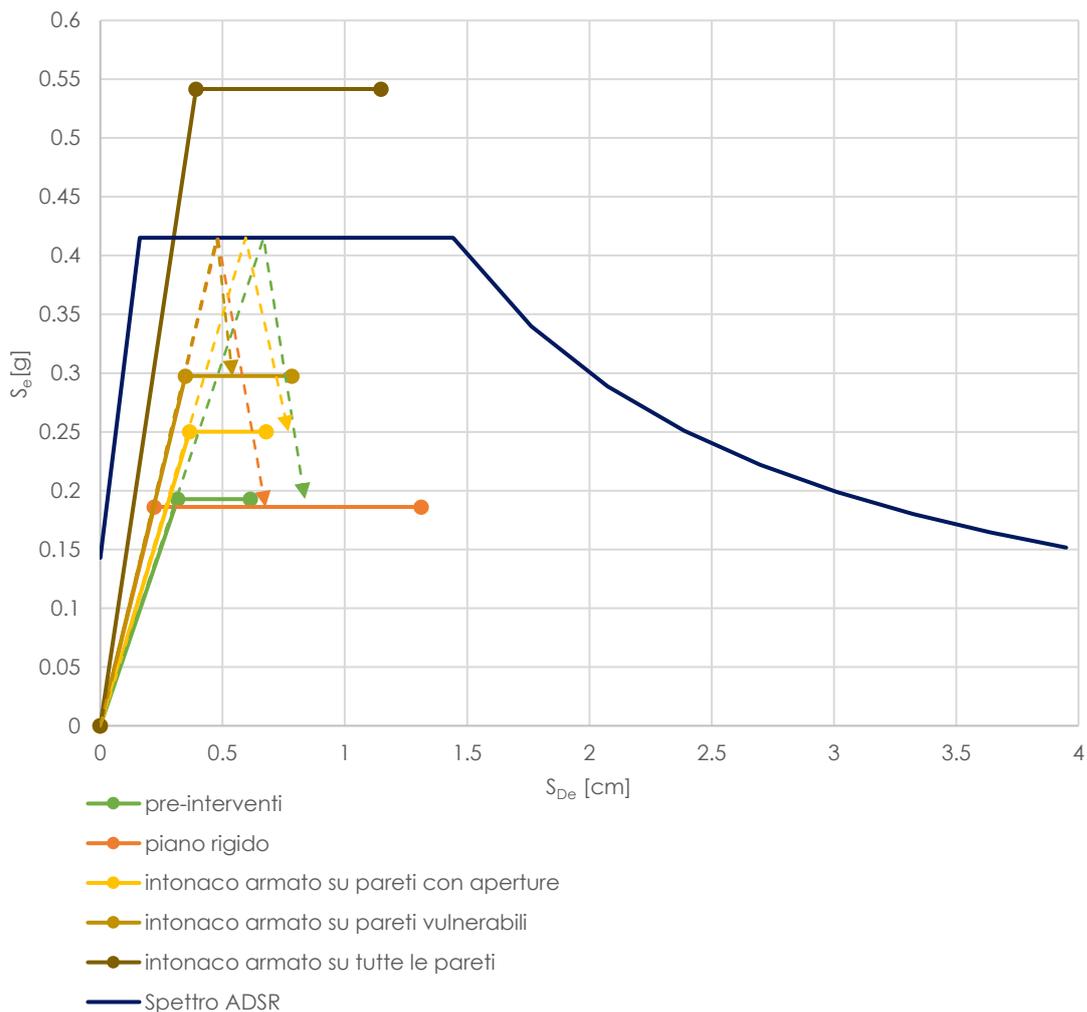


Grafico 5.19 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente variabile).

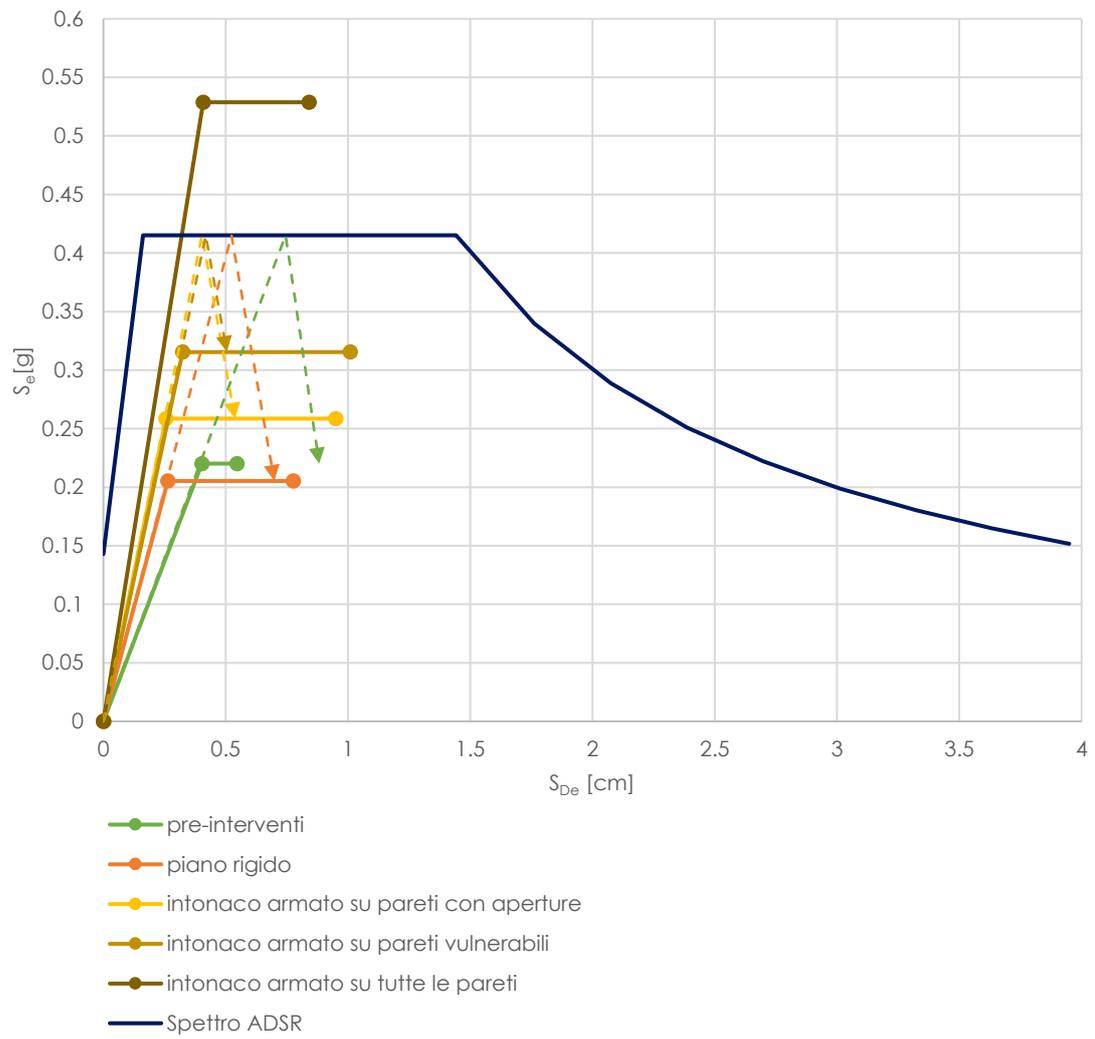


Grafico 5.20 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma -X (coefficiente uniforme).

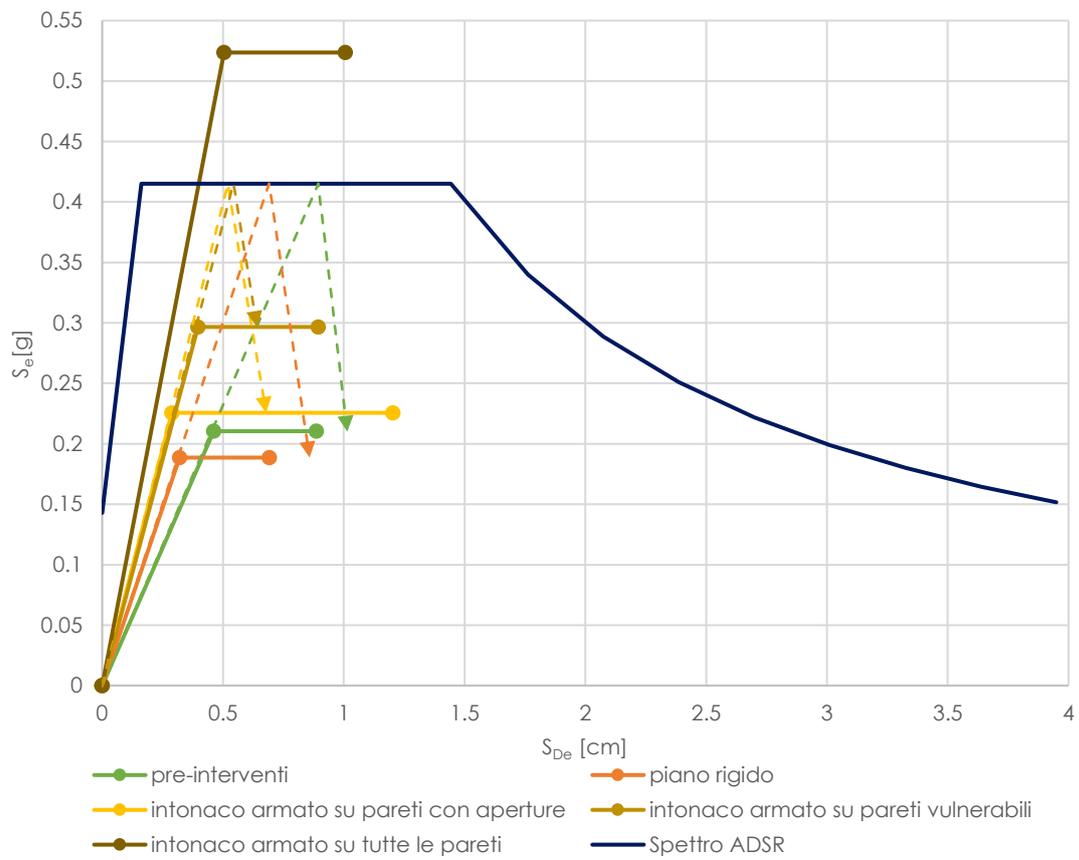


Grafico 5.21 – Grafico ADRS, confronto curve di capacità, Sisma +Y (coefficiente uniforme).

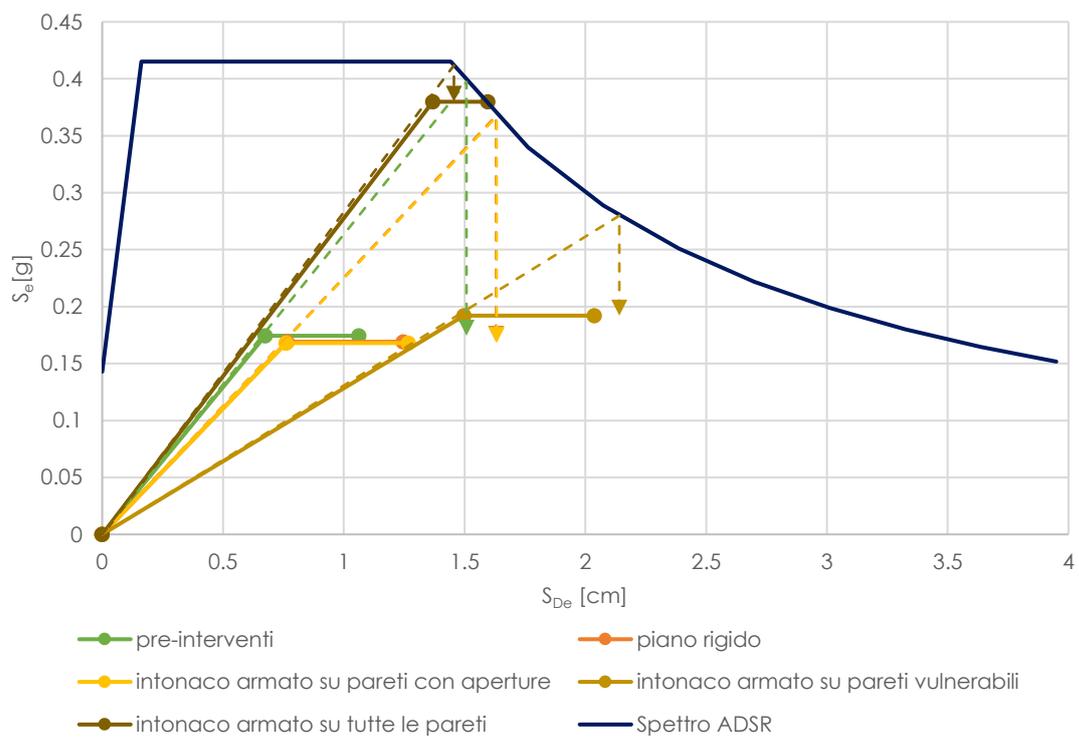


Tabella 5.6 – Rapporti Capacità di spostamento / Domanda di spostamento.

		Rapporto Capacità/Domanda							
		Coefficiente variabile				Coefficiente uniforme			
		+X	-X	+Y	-Y	+X	-X	+Y	-Y
Punto 1	SLV	0.737	0.622	//	1.08	//	0.877	0.704	0.975
	SLD	1.225	1.399	//	1.139	//	1.337	1.116	1.257
Piano rigido	SLV	1.95	1.115	//	//	2.616	0.807	0.764	2.607
	SLD	1.183	1.304	//	//	1.186	1.198	1.206	1.069
Intonaco armato A	SLV	0.938	1.778	//	//	1.321	1.786	0.775	0.948
	SLD	1.59	1.643	//	//	1.476	1.434	1.207	1.235
Intonaco armato B	SLV	1.369	2.022	//	//	1.617	1.406	0.951	1.197
	SLD	1.891	2.004	//	//	1.682	1.885	1.900	1.268
Intonaco armato C	SLV	3.893	2.675	1.172	//	5.704	2.565	1.096	//
	SLD	3.442	3.234	1.333	//	3.519	3.328	1.239	//

Dal confronto tra i risultati ottenuti precedentemente, si perviene alle seguenti conclusioni:

- I risultati dell'analisi modale non differiscono in maniera decisa rispetto a quelli ottenuti con la precedente modellazione;
- Dall'analisi statica lineare si osserva che l'eccentricità il centro delle rigidità ed il baricentro delle masse rimane sostanzialmente eguale al caso precedente.
- Dalle verifiche lineari la struttura risulta quasi completamente verificata, permangono solo più le problematiche nei confronti delle verifiche a taglio per le fasce di piano, attribuibili alle azioni statiche. Come nella modellazione precedente, questi risultati derivano dal processo assestamento ottenuto tramite il comando "aumenta svincolo automatico".
- L'analisi pushover restituisce curve di capacità aventi un valore della forza corrispondente allo snervamento molto maggiore rispetto alle modellazioni precedenti (più del doppio). La capacità in spostamento risulta sempre soddisfatta sia allo Stato Limite di Danno sia allo Stato Limite Ultimo.
- Con questo intervento si ottiene l'adeguamento sismico dell'edificio, infatti l'indice di vulnerabilità sismica risulta maggiore di 1, ciò significa che la struttura è in grado di resistere all'azione sismica di progetto per le nuove costruzioni per lo stato limite di salvaguardia della vita. Tuttavia, tale intervento risulta decisamente sproporzionato rispetto al valore attuale del fabbricato.

## 6. Conclusioni

Visti i risultati delle analisi della struttura nelle condizioni pre-interventi e post-interventi, si perviene alle seguenti conclusioni.

Il fabbricato nella configurazione strutturale attuale, non soddisfa le verifiche né nei confronti dei carichi statici né per quanto riguarda le azioni dinamiche. Tali analisi, tuttavia, sono fortemente influenzate dalle assunzioni effettuate a monte delle stesse in quanto i dati correlati alle caratteristiche meccaniche dei materiali, al grado di ammortamento tra le pareti murarie ed ai dettagli costruttivi in opera, non derivano da indagini approfondite e prove sperimentali tali da garantirne una corrispondenza con la realtà. La scelta di utilizzare valori minimi delle proprietà di resistenza e rigidezza dei materiali, per porsi in condizioni di sicurezza, si fonda proprio sull'esigua conoscenza del fabbricato, derivante esclusivamente da rilievi in situ. Tale scelta si ripercuote su tutte le successive analisi in quanto le problematiche derivanti dai carichi statici permangono seppur attenuate dalla successione degli interventi da porre in atto.

Quindi svolte le analisi per l'edificio ed appurato che presenta notevoli criticità sia dal punto di vista statico che dinamico, si sono ipotizzati i possibili interventi per migliorarne la risposta alle sollecitazioni, ne si sono svolte le analisi e quantificati i benefici tramite confronto con i risultati ottenuti con la modellazione pre-interventi.

Non potendo assicurare un efficace ammortamento tra le pareti disposte perpendicolarmente tra loro e quindi un comportamento globale dell'intero fabbricato, ed avendo appurato, tramite l'analisi dei meccanismi locali, che le pareti potevano essere soggette a ribaltamento, come primo intervento da porre in atto si è ipotizzato il consolidamento dei solai tramite un getto in calcestruzzo reso collaborante ai solai esistenti (o di nuova fattura se con più approfondite verifiche non si riscontra una sufficiente capacità portante) ed il collegamento tra le pareti murarie tramite tiranti posti al piano primo e cordoli in muratura armata o in profili di acciaio in sommità.

Svolte, quindi, le dovute analisi si sono rilevati notevoli miglioramenti del comportamento globale dell'intero fabbricato a seguito dell'ipotesi di piano rigido e ammortamento tra le pareti. Tuttavia, le scarse proprietà meccaniche di input iniziale influiscono ancora sulle risultanze dell'analisi in quanto permangono decise criticità nei confronti sia dei carichi statici sia delle azioni dinamiche.

Per superare tali problematiche si è, quindi, ipotizzato di intervenire in maniera più decisa con metodi tali da migliorare le scarse caratteristiche dei materiali. Dopo una attenta valutazione è stato scelto come intervento la disposizione dell'intonaco armato (posto su ambedue i paramenti). Essendo questo un provvedimento che risulta altamente invasivo e costoso, si è proceduto nelle analisi valutando tre diverse configurazioni: nella prima soluzione si è ipotizzato di disporre l'intonaco armato su tutte quelle pareti che presentano

aperture; quindi in una seconda ipotesi si è posto l'intonaco armato su tutte quelle pareti che presentavano la maggior vulnerabilità; infine come ultima soluzione, decisamente sproporzionata rispetto il valore dell'edificio, si è ipotizzato di disporre l'intonaco armato su tutte le pareti.

Svolte le analisi si è pervenuti ai seguenti risultati:

- Con la prima soluzione il miglioramento nei confronti delle azioni statiche è dinamica è importante, tuttavia permangono alcune criticità sia nei confronti della sollecitazione di presso-flessione sia per quella di taglio. Il calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica mette in evidenza un miglioramento nei confronti della combinazione sismica SLV del 41%.
- Il miglioramento del comportamento si fa ancora più marcato con la seconda ipotesi. Vengono superate tutte le problematiche nei confronti della sollecitazione di presso-flessione (principalmente dovute ai carichi statici presenti sui maschi murari), permangono alcune criticità per quanto concerne le verifiche a taglio sui maschi murari a causa delle azioni sismiche e sulle fasce di piano dovute ai carichi statici. Tale netto miglioramento nei confronti della sollecitazione dinamica viene enfatizzato dal calcolo dell'indice di vulnerabilità sismica, il quale risulta pari a 0,82.
- Infine, con la disposizione dell'intonaco armato su tutte le pareti, si ha l'adeguamento sismico del fabbricato, infatti l'indice di vulnerabilità sismica risulta pari a 1,89. Vengono risolte tutte le criticità, sia statiche che dinamiche per quanto riguarda i maschi murari, mentre per le fasce di piano permangono problematiche nei confronti del taglio causate da azioni statiche. Si sottolinea nuovamente che tale ipotesi è decisamente sproporzionata rispetto al valore dell'edificio. Potrebbe quindi risultare anche di maggiore convenienza la demolizione e ricostruzione del fabbricato nel caso in cui si voglia raggiungere l'adeguamento sismico.

## Bibliografia e Sitografia

- [1] M. Boscolo Bielo: Miglioramento sismico degli edifici esistenti. GRAFILL. 2018.
- [2] INGV – Mappa della pericolosità sismica e Classificazione sismica del territorio italiano: <http://zonesismiche.mi.ingv.it>. 2004.
- [3] Presidenza del consiglio dei ministri, Dipartimento di protezione Civile, Ufficio rischio sismico e vulcanico: Classificazione sismica del territorio italiano. 2015.
- [4] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri: Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008. 2011.
- [5] D.M. 14 gennaio 2008 Norme Tecniche delle Costruzioni NTC 2008 e Circolare applicativa n.617 del 2 febbraio 2009.
- [6] D.M. 17 gennaio 2018: Norme Tecniche delle Costruzioni NTC 2018.
- [7] A. Borri, A. De Maria: Indice di qualità muraria (IQM) e correlazione con le caratteristiche meccaniche e allegato – Linea costruzioni in muratura. Temi generali e Temi territoriali. ReLUIS. 2015
- [8] A. Borri, M. Corradi, G. Castori, A. De Maria: A Method for the analysis and classification of historic masonry. Springer Science and Business Media Dordrecht. 2015.
- [9] A. Borri, A. De Maria: Indice di Qualità Muraria (IQM) e sue applicazioni nell'ambito delle NTC 2008. 2015
- [10] A. Borri, A. De Maria: Linee guida per la compilazione della scheda IQM. ReLUIS. 2015.
- [11] M. Vinci: Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura. Dario Flaccovio Editore. 2018.
- [12] G.C. Beolchini, L. Milano, E. Antonacci: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura – definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura, Volume II – Parte 1°. Convenzione di ricerca con la regione Marche; Consiglio Nazionale delle Ricerche – Istituto per la Tecnologia delle Costruzioni – Sede di L'Aquila; Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Territorio (DISAT) – Università degli Studi di L'Aquila. L'Aquila, 2005.
- [13] L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli: Allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni – Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi. ReLuis. 2010

- [14] M. Vinci: Tiranti in acciaio per l'edilizia: tipologie e utilizzi. Dario Flaccovio Editore. 2014.
- [15] Rinforzo arco con materiali fibro-rinforzati: [www.edilportale.com/prodotti/fibre-net/placcaggio-fibrorinforzato-in-frp/betontex](http://www.edilportale.com/prodotti/fibre-net/placcaggio-fibrorinforzato-in-frp/betontex).
- [16] Rinforzo strutturale solaio in legno:  
[https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione\\_Lab\\_Costr\\_Arch\\_miglior\\_sismico\\_parte1.pdf](https://www.unikore.it/phocadownload/userupload/f2201fa35c/Lezione_Lab_Costr_Arch_miglior_sismico_parte1.pdf).
- [17] Rinforzo strutturale solai: [www.tecnaria.com](http://www.tecnaria.com).
- [18] Carta Geologica d'Italia sito dell'ISPRA:  
[http://193.206.192.231/carta\\_geologica\\_italia/tavoletta.php?foglio=55](http://193.206.192.231/carta_geologica_italia/tavoletta.php?foglio=55)
- [19] Regio Decreto Legge 25 marzo 1935 n. 640 "Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti".
- [20] Eventi sismici storici sito INGV: <https://emidius.mi.ingv.it>
- [21] M. Ferrini, A. Melozzi, A. Pagliuzzi, S. Scarparolo, Direzione Generale delle Politiche Territoriale e Ambientali – Settore Servizio Sismico Regionale: Rilevamento della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura. Manuale per la compilazione della scheda GNDT/CNR di II livello. 2003.
- [22] G. Campagna: Strutture esistenti in muratura – Valutazione della sicurezza sismica. Wolters Kluwer. 2015.