

UNIVERSITA' DEL SALENTO

Facoltà di Ingegneria

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale in Progetto di Strutture

**Analisi di Vulnerabilità Sismica di Edifici in Muratura
con i Macroelementi**



Relatore:

Prof. Francesco Micelli

Candidato:

Elisa Cucci

A.A. 2015/2016

Indice

Introduzione	1
---------------------------	---

1. Analisi di vulnerabilità sismica di edifici esistenti

1.1 Iter progettuale per la valutazione della vulnerabilità sismica.....	4
1.2 Indagine conoscitiva.....	6
1.3 Livelli di conoscenza.....	8
1.4 Caratteristiche e comportamento sismico degli edifici in muratura.....	11
1.5 Principali cause della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura...	19

2. Analisi statica non lineare per la verifica di vulnerabilità sismica

2.1. Metodi di analisi.....	25
2.2. Analisi statica non lineare: aspetti generali.....	26
2.3. Il processo di applicazione di un'analisi pushover.....	30
2.4. L'indice di vulnerabilità.....	36
2.5. Limiti di applicabilità dell'analisi pushover.....	38
2.6. Differenze di applicabilità dell'analisi pushover per gli edifici in c.a. e in muratura.....	41

3. Modellazione a macroelementi con il software 3Muri

3.1. Schematizzazione della struttura con 3Muri: il metodo FME.....	45
3.2. Il modello teorico del macroelemento.....	48
3.3. Semplificazione del modello a macroelementi in base alle disposizioni normative	50
3.3.1. L'elemento maschio murario non lineare.....	52

3.3.2.	L'elemento fascia di piano non lineare.....	55
3.3.3.	L'elemento trave non lineare in muratura.....	57
3.4.	La modellazione tridimensionale a macroelementi.....	64
3.4.1.	La modellazione della parete.....	65
3.4.2.	La modellazione spaziale.....	66
3.5.	L'analisi non lineare (pushover) con 3Muri.....	71
3.6.	Confronto tra il metodo FME e i metodi POR e FEM.....	76

4. Il caso di studio: scuola secondaria di primo grado “G. Pascoli”

4.1.	Descrizione dell'edificio.....	81
4.2.	Dettagli costruttivi e definizione dei materiali strutturali.....	87
4.3.	Analisi dei carichi.....	89
4.4.	Regolarità della struttura.....	96
4.5.	Modellazione e calcolo della struttura.....	97
4.5.1.	Fase di input: modellazione dell'edificio.....	98
4.5.2.	Fase di analisi: definizione della mesh e analisi sismica.....	111
4.5.3.	Fase di verifica e interpretazione dei risultati.....	120
4.6.	Introduzione di cordoli in c.a. nel modello.....	139
4.7.	Proposta di intervento.....	143
4.7.1.	Intervento con intonaco rinforzato con rete in GFRP.....	144

Conclusioni.....	158
-------------------------	------------

Riferimenti bibliografici.....	159
---------------------------------------	------------

Appendice A.....	161
-------------------------	------------

Appendice B.....	226
-------------------------	------------

Appendice C.....	292
-------------------------	------------

Introduzione

Dopo i terremoti verificatisi in Molise nel 2002, che portarono al crollo dell'intero edificio che ospitava la scuola elementare "Francesco Jovine" di San Giuliano di Puglia e alla morte di 27 bambini e un'insegnante, la verifica delle costruzioni esistenti è entrata pesantemente nella vita dei professionisti italiani con gli articoli 3 e 4 dell'*OPCM 20/02/2003, n. 3274*, in cui si riporta che *"è fatto obbligo di procedere a verifica [...] sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso."*

Successivamente è stata emanata l'*OPCM 08/07/2004, n. 3362* che stabiliva le modalità di erogazione delle somme presenti in un fondo appositamente costituito affinché gli enti locali potessero attivare le politiche di riduzione del rischio sismico ed avere a disposizione liquidità per sostenere il costo delle verifiche sugli edifici.

Attualmente la verifica delle costruzioni esistenti è ben definita nel capitolo 8 del *D.M. 14/01/2008 (NTC 08)* ed identificata con il nome di *valutazione della sicurezza*.

A causa dei continui terremoti che coinvolgono ancora oggi il territorio italiano, per ultimi quello nel Centro Italia il 24 agosto 2016 e in Abruzzo lo scorso 18 gennaio, il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti nei confronti delle azioni sismiche resta sempre attuale e di fondamentale importanza, non solo per l'elevata vulnerabilità, ma anche per il valore storico, architettonico, artistico ed ambientale di buona parte del patrimonio edilizio esistente.

Il terremoto che il 24 agosto 2016 ha colpito il Centro Italia, tra gli altri danni, ha causato quasi del tutto il crollo della scuola di Amatrice. Il periodo dell'anno e il fatto che la scossa sia avvenuta di notte hanno fatto sì che non ci siano stati feriti, ma come spesso accade nel nostro paese il verificarsi di un evento così disastroso ha riacceso i riflettori su temi caldi quali il rischio sismico e la vulnerabilità degli edifici pubblici in Italia.

Fra le costruzioni esistenti, gli edifici in muratura, spesso progettati senza gli opportuni criteri antisismici e privi di dettagli costruttivi, risultano essere quelli più vulnerabili.

Con il presente lavoro di tesi si intende affrontare il problema dell'analisi di vulnerabilità sismica di edifici in muratura con riferimento ad un edificio scolastico esistente realizzato intorno agli anni '45-'50.

Nel capitolo 1 vengono sintetizzati i criteri forniti nel capitolo 8 del *D.M. 14/01/2008* e della relativa *Circolare Attuativa n. 617* con particolare riferimento agli edifici esistenti in muratura. Vengono definiti alcuni passaggi fondamentali delle procedure per la valutazione della sicurezza, individuati nell'analisi storico-critica, nel rilievo geometrico-strutturale, nella caratterizzazione meccanica dei materiali, nella definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza. Sono presentati i fondamenti teorici relativi ai diversi meccanismi di danno che interessano le murature, distinti in meccanismi di primo e secondo modo, rispettivamente fuori piano e nel piano della parete. Infine, vengono evidenziate alcune cause del rischio sismico degli edifici in muratura, con particolare riferimento agli edifici scolastici.

All'interno del capitolo 2 viene descritto dettagliatamente il metodo di analisi sismica adottato per la verifica dell'edificio in oggetto, ossia l'analisi statica non lineare (detta anche *analisi pushover*), che a causa del comportamento intrinsecamente non lineare della muratura risulta essere l'analisi più idonea per affrontare il problema della vulnerabilità sismica degli edifici appartenenti a tale tipologia costruttiva.

Il capitolo 3 è dedicato al metodo *FME (Frame by Macro Element)* che è alla base del software di calcolo *3Muri*, adottato per la verifica dell'edificio oggetto di studio in quanto appositamente ideato per eseguire l'analisi statica non lineare degli edifici in muratura. Ci si sofferma quindi sulla modellazione degli edifici in muratura mediante un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto macroelemento. Sono evidenziate, inoltre, le principali differenze tra la modellazione adottata nel presente lavoro di tesi e gli altri metodi disponibili in letteratura, in particolare i metodi *POR* e *FEM*.

Infine, nel capitolo 4 viene presentato il caso di studio e descritto il processo seguito nella verifica di un edificio scolastico esistente avente sistema strutturale in muratura mediante il software *3Muri*. In particolare, sono descritte le tre fasi principali di input

(definizione della geometria e delle caratteristiche della struttura), analisi, da cui si ricava la curva di capacità della struttura (curva sforzo-spostamento del punto di controllo) e verifica, che consiste nel confronto tra lo spostamento offerto dalla struttura e quello richiesto dall'attuale normativa vigente in Italia.

In base ai risultati ottenuti dall'analisi di vulnerabilità vengono, infine, proposti alcuni interventi praticabili sull'edificio, in accordo con la normativa attualmente in vigore.

1. ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI

1.1. Iter progettuale per la valutazione della vulnerabilità sismica

Il rischio sismico è un indicatore che permette di valutare gli effetti in termini di danni attesi che un terremoto può causare in un determinato intervallo di tempo, in una determinata area, in funzione della sua probabilità di accadimento e del relativo grado di intensità. Esso è il risultato dell'interazione tra l'evento naturale, ossia il terremoto, e le principali caratteristiche di beni e vite esposte.

Il *rischio sismico* di un territorio può essere valutato come combinazione di pericolosità (P), vulnerabilità (V) ed esposizione (E):

$$R = P \times V \times E \quad (1.1)$$

La *pericolosità sismica* è la probabilità che, in una data area e in un certo intervallo di tempo, si verifichi un terremoto con una prefissata intensità. La pericolosità è una caratteristica fisica del territorio e rappresenta la frequenza e la forza con cui si verificano i terremoti (sismicità del sito).

L'*esposizione* indica la possibilità che un territorio subisca un danno più o meno elevato in termini economici, di perdita di vite umane e di beni architettonici e culturali.

Infine, la *vulnerabilità sismica* è la predisposizione di una costruzione a subire danneggiamenti e crolli.

Se da un lato non è possibile agire per modificare la pericolosità sismica di un territorio e ben poco si può fare per ridurre l'esposizione al rischio sismico, dall'altro abbiamo invece la possibilità di ridurre la vulnerabilità delle costruzioni e di mettere in atto politiche di prevenzione e messa in sicurezza degli edifici [1].

Le procedure per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti possono essere condotte con diversi livelli di approfondimento e complessità di calcolo: da stime più qualitative, basate sul rilievo delle principali caratteristiche degli elementi costitutivi dell'edificio mediante la compilazione di schede, a complesse analisi numeriche mediante metodi di calcolo lineari e non lineari.

Naturalmente le procedure di valutazione basate sulla compilazione di schede conducono a considerazioni preliminari e i risultati con esse ottenuti possono essere impiegati al più per stabilire un ordine di priorità sugli eventuali interventi di adeguamento o miglioramento da effettuare. Per cui la stima della vulnerabilità sismica globale di una struttura deve essere necessariamente conseguita mediante l'esecuzione di calcoli strutturali coerenti con i metodi di analisi previsti dalla normativa.

L'iter progettuale di *valutazione della sicurezza* proposto nel capitolo 8 del D.M. 14 gennaio 2008 [2], dedicato alle costruzioni esistenti, può essere riassunto nei seguenti passaggi, meglio descritti nei paragrafi successivi:

- 1) Analisi storico-critica;
- 2) Rilievo;
- 3) Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- 4) Definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza;
- 5) Analisi strutturale;
- 6) Proposta di eventuali interventi di adeguamento o miglioramento e valutazione del rapporto costi/benefici ottimale.

I passaggi più delicati del percorso appena indicato sono quelli che riguardano la definizione di un modello di calcolo semplificato ma sufficientemente rappresentativo del comportamento reale della struttura e la scelta del metodo di analisi più appropriato.

Nelle costruzioni esistenti si riscontrano, in generale, differenti situazioni ed è quindi impossibile stabilire delle regole specifiche per tutti i casi. Spetta, quindi, al progettista definire e giustificare il modello da seguire per la valutazione della sicurezza in relazione al caso, tenendo conto delle indicazioni generali fornite dalla normativa. Una volta fatte queste scelte, si giunge facilmente alla determinazione della vulnerabilità sismica della struttura.

1.2. Indagine conoscitiva

La conoscenza della costruzione è un presupposto fondamentale ai fini di un'attendibile valutazione della sicurezza sismica di un edificio.

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è fondamentale ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato, soprattutto quelli più significativi e traumatici (es. terremoti). A tale scopo risultano utili i disegni originali di progetto e le documentazioni conservate negli archivi, non sempre facilmente reperibili, a meno che non si tratti di edifici di carattere storico-culturale.

La conoscenza dell'opera non può prescindere dall'analisi dell'evoluzione funzionale dell'edificio, finalizzata a conoscere quali utilizzazioni si siano succedute nel tempo e in quali ambienti. Il risultato di quest'analisi aiuta, infatti, a capire le ragioni di eventuali modifiche strutturali e geometriche avvenute nel tempo e consente di motivare eventuali dissesti, oltre a fornire anche indicazioni sulle azioni applicate in passato.

Sulla base dei dati raccolti nella fase di ricerca storica, si possono trarre conclusioni utili alla modellazione meccanica dell'edificio.

Un secondo passo importante nell'acquisizione dei dati necessari a realizzare un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è il rilievo geometrico - strutturale, che deve essere riferito sia alla geometria complessiva del fabbricato che a quella dei singoli elementi strutturali. In particolare, per gli edifici in muratura, è necessario rilevare, ad ogni livello, la geometria di tutti gli elementi verticali (pareti), delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale) e la tipologia di fondazioni.

Completata l'operazione di rilievo, si può risalire all'identificazione dello schema strutturale resistente.

È fondamentale anche rilevare la presenza di eventuali quadri fessurativi, in modo tale da consentire l'individuazione delle cause e delle possibili evoluzioni del danno.

Nella fase di rilievo è necessaria anche la conoscenza dei dettagli costruttivi e delle caratteristiche di collegamento tra i diversi elementi. In particolare, per gli edifici in muratura, è importante fare attenzione a [3]:

- presenza di elementi trasversali di collegamento tra due o più paramenti murari (diatoni);
- forma, tipologia e dimensione degli elementi costituenti la muratura;
- disposizione regolare e pressoché orizzontale dei corsi;
- buona tessitura, ottenuta tramite il regolare sfalsamento dei giunti;
- qualità del collegamento tra pareti verticali (ammorsamento tra pareti di spina o d'angolo, catene, ecc.);
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti, con rilievo dell'eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento (catene, ecc.);
- elementi di discontinuità (nicchie, cavedi, aperture, canne fumarie, ecc.);
- tipologia ed efficienza degli architravi al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad equilibrare eventuali spinte di elementi curvi (archi o volte);
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità.

Per conseguire, infine, un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, si può fare affidamento alle documentazioni disponibili, colmando eventuali punti oscuri con verifiche visive in situ e indagini sperimentali.

Con riferimento agli edifici in muratura, è necessaria la caratterizzazione delle malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione) e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali.

Il modello per la valutazione della sicurezza è pertanto definito sulla base di quanto emerge dalle tre fasi precedentemente esposte (analisi storico-critica, rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali).

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti può essere eseguita con riferimento ai soli SLU e, per gli edifici in muratura, si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) implichi anche il soddisfacimento della verifica allo Stato Limite di Collasso (SLC).

1.3. Livelli di conoscenza

Nella valutazione della sicurezza di edifici esistenti si deve tenere conto che la geometria, i dettagli costruttivi e i carichi permanenti sono definiti e che la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera, ma solo dell'omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse.

“La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione. L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali, che possono avere anche notevole variabilità, nell'ambito della stessa struttura, e non possono essere imposte come dati progettuali da conseguire in fase costruttiva, come avviene per una costruzione nuova. D'altro canto, una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione” [4].

Come già detto in precedenza, nelle costruzioni esistenti è fondamentale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali di cui è costituita. Tale conoscenza può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali, con conseguenti diversi impegni economici e di tempo. A ciascun *livello di conoscenza* è associato un *fattore di confidenza*. Trattasi di fattori che di fatto vanno a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare nella verifica e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza. Chiaramente più basso è il livello di conoscenza, più elevato è il fattore di confidenza.

La normativa italiana prevede tre livelli di conoscenza:

- **Livello di conoscenza LC1:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e indagini in

situ limitate sulle proprietà dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,35$;

- **Livello di conoscenza LC2:** si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi e indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,2$;

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

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici sono definiti nella *Circolare C8A.1.A.4*, come di seguito riportato [4]:

- *Livello di conoscenza limitata (LC1)*
 - Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in *Tabella C8A.2.1 (Fig. 1.1)* per la tipologia muraria in considerazione;
 - Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

- *Livello di conoscenza adeguata (LC2)*
 - Resistenze: medie degli intervalli riportati in *Tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione;
 - Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

- *Livello di conoscenza accurata (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 valori medi degli intervalli riportati nella *Tabella C8A.2.1* per la tipologia muraria in considerazione.

- *Livello di conoscenza accurata (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: vale quanto indicato per il caso a).

- *Livello di conoscenza accurata (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: vale quanto indicato per il caso a).

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_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

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

Fig. 1.1. Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura.

1.4. Caratteristiche e comportamento sismico degli edifici in muratura

La muratura è un materiale composto naturale (pietrame) o artificiale (laterizi) e presenta in genere una buona resistenza a compressione e una trascurabile resistenza a trazione. Offre quindi un'ottima resistenza nei confronti dei carichi verticali (peso proprio

e carichi variabili), i quali manifestano sostanzialmente effetti di compressione, mentre i carichi sismici, che si manifestano con azioni orizzontali, possono indurre stati di sollecitazione (trazioni) incompatibili con la capacità di resistenza del materiale.

In ogni caso è necessario valutare la struttura mediante uno schema scatolare costituito da elementi verticali (pareti) e orizzontali (solai) che, mutuamente vincolati, costituiscono l'organismo strutturale resistente.

Gli edifici in muratura assumono forme molto diverse fra loro, cui corrispondono differenti comportamenti sismici.

La varietà di tipologie è principalmente legata a caratteri tecnologici che in genere dipendono dal sito di costruzione, dall'epoca di realizzazione e dalla destinazione d'uso originaria. Nonostante ciò, è possibile riconoscere nella maggior parte degli edifici in muratura comportamenti comuni.

I meccanismi di collasso che interessano gli edifici in muratura si possono riassumere in tre tipologie:

1. Disgregazione della tessitura muraria;
2. Collasso della parete fuori del piano (meccanismi di primo modo);
3. Collasso della parete nel piano (meccanismi di secondo modo).

La prima tipologia di collasso è caratteristica delle murature costituite da blocchi lapidei di forma irregolare e malta di scarsa qualità o di pareti a due o più paramenti non ammortati tra loro. In questo caso, non essendo garantita l'integrità della tessitura muraria, non ha senso procedere con l'analisi della struttura.

La seconda modalità di collasso si manifesta per azioni ortogonali alla parete in muratura e comporta il ribaltamento locale della stessa. Si parla in questo caso di *meccanismi di primo modo* perché, se non efficacemente contrastati, sono i primi a manifestarsi durante un evento sismico.

I meccanismi di primo modo che generalmente vengono presi in considerazione sono i seguenti [5]:

- *Ribaltamento semplice di parete*: il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse (**Fig. 1.2**). Si verifica, in genere, in assenza di vinco-

lo in sommità della parete e di un adeguato collegamento della stessa alle pareti ortogonali.



Fig. 1.2. *Ribaltamento semplice di parete.*

- *Ribaltamento composto di parete:* il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento. Si verifica, in genere, in assenza di vincolo in sommità alla parete e in presenza di un efficace connessione con le murature ortogonali.



Fig. 1.4. *Ribaltamento composto di parete.*

- *Flessione verticale di parete*: il meccanismo si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano (**Fig. 1.3**). Si verifica generalmente in presenza di un vincolo efficace in testa alla parete e in assenza di un adeguato collegamento della stessa alle pareti ortogonali.

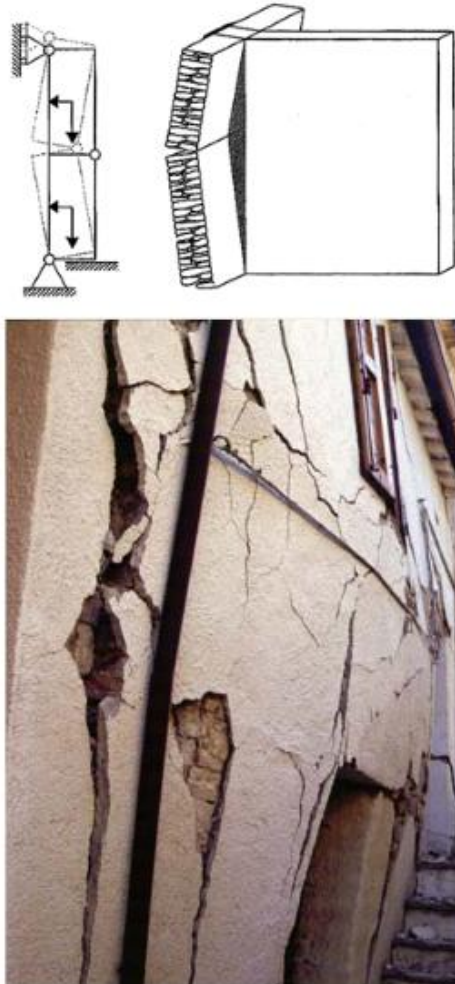


Fig. 1.3. *Flessione verticale di parete.*

- *Flessione orizzontale di parete*: il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano (**Fig. 1.4**). Si verifica, in genere, in presenza di un efficace

collegamento della parete interessata dal meccanismo alle pareti ortogonali e in assenza di un vincolo in sommità della stessa.



Fig. 1.4. *Flessione orizzontale di parete.*

La terza modalità di collasso (*meccanismi di secondo modo*) si instaura per azioni agenti nel piano della muratura e porta a danneggiamenti tipicamente per taglio e flessione. La rottura avviene per superamento della resistenza ultima del materiale. Le fessure si formano per basse entità dell'azione sismica, ma raramente portano al collasso di porzioni murarie.

I meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario si suddividono in tre tipologie:

- *Rottura per flessione*: si verifica nei pannelli snelli in cui il comportamento flessionale è più accentuato rispetto al comportamento tagliante. Il momento flettente si traduce in tensioni normali di trazione e di compressione sulla sezione e il superamento della resistenza a trazione, che nelle murature è molto bassa, porta alla formazione di fessure e alla parzializzazione della sezione che può provocare lo schiacciamento della muratura nel caso in cui la tensione raggiunga il valore della resistenza a compressione della muratura (**Fig. 1.5. (a)**);

- *Rottura per scorrimento*: comporta lo scorrimento dei blocchi in corrispondenza dei giunti di malta (**Fig. 1.5. (b)**);
- *Rottura per taglio*: si verifica generalmente in pannelli tozzi in cui il comportamento tagliante è prevalente rispetto al comportamento flessionale. La sollecitazione di taglio provoca la formazione di una fessura diagonale nella direzione principale di compressione, ortogonale quindi alla direzione di sviluppo delle massime tensioni di trazione (**Fig. 1.5. (b)**). Durante un evento sismico si verifica un'inversione dell'azione tagliante con conseguente formazione di fessure lungo entrambe le diagonali del pannello murario.

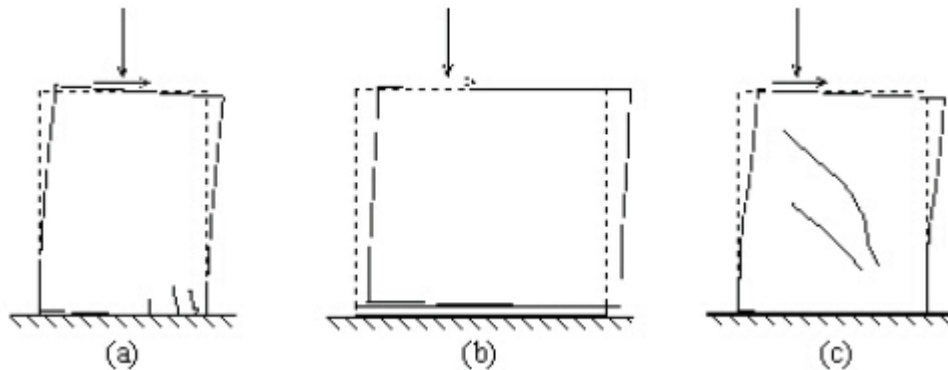


Fig. 1.5. Meccanismi di danno nel piano delle murature: pressoflessione (a), taglio-scorrimento (b), e taglio con fessurazione diagonale (c).

La potenzialità della muratura come elemento strutturale portante è indubbiamente legata alla grande resistenza che questa è in grado di mobilitare nel proprio piano.

Fuori piano, invece, la muratura non ha una capacità resistente apprezzabile. Quindi, di fatto, questa viene in genere trascurata.

È questo il motivo per cui i meccanismi di primo modo sono quelli che preoccupano maggiormente e sono quindi da scongiurare prima dei meccanismi di secondo modo.

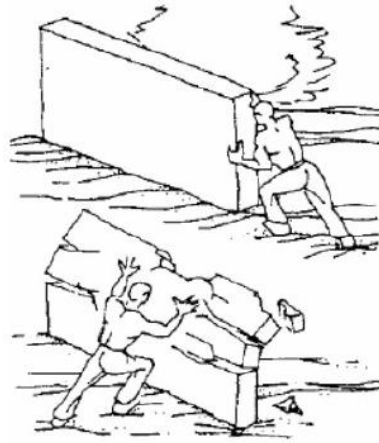


Fig. 1.6. *Differenze di comportamento delle pareti in muratura per azioni agenti nel piano e fuori del piano (figure da Touliatos, 1996).*

In caso di azione sismica agente, le pareti sismicamente efficaci sono quelle disposte parallelamente alla direzione del sisma stesso in quanto sollecitate nel piano.

L'innescò delle modalità di collasso precedentemente esposte dipende dal comportamento globale dell'edificio, che a sua volta è funzione delle caratteristiche tipologiche e tecnologiche degli elementi strutturali.

La risposta globale della struttura nei confronti dell'azione sismica è fortemente influenzata, ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali, dal grado di connessione presente tra di essi.

Il solaio ha la principale funzione di ripartire le azioni sismiche sugli elementi murari in funzione della sua rigidità, tenendo conto del buono o cattivo ammorsamento con la muratura e delle differenze di rigidità tra la direzione di orditura e quella ad essa ortogonale.

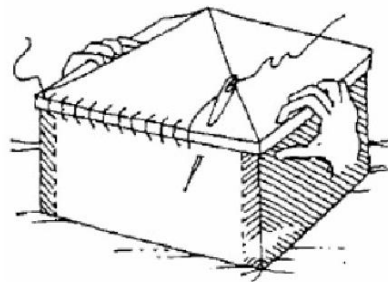


Fig. 1.7. *Comportamento scatolare degli edifici in muratura (figura da Touliatos, 1996).*

Carenze nel collegamento tra pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti fanno sì che la struttura non sia in grado di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti (le singole pareti mostreranno, quindi, una risposta indipendente). In questo caso insorgono meccanismi di ribaltamento fuori piano.

La presenza di un buon ammorsamento tra le pareti o di connessioni anche puntuali (catene metalliche) innesca invece la collaborazione nella risposta tra le varie componenti dell'organismo strutturale.

La rigidità dei solai nel proprio piano assume un ruolo fondamentale, soprattutto nei confronti dell'azione sismica. Solai rigidi ripartiscono le azioni fra le pareti in base alla loro rigidità, favorendo l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano. Nel caso di solai molto flessibili, al contrario, la ripartizione delle azioni fra le varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area di influenza dei carichi verticali, accentuandone il comportamento indipendente.

Per evitare l'instaurarsi di meccanismi fuori dal piano sono necessari quindi collegamenti efficaci (cordoli e incatenamenti) e un buon ammorsamento della tessitura di elementi murari.

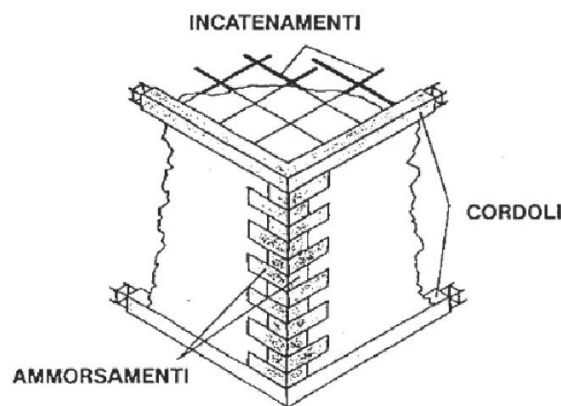


Fig. 1.8. Collegamenti efficaci tra pareti ortogonali e tra pareti e orizzontamenti.

Ulteriori problemi di instabilità locale possono originarsi anche a causa di elementi strutturali spingenti (archi e volte), privi di elementi aventi lo scopo di bilanciare la componente orizzontale della spinta da questi esercitata (catene).

1.5. Principali cause della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura

La *vulnerabilità sismica* rappresenta la propensione di una struttura a subire un determinato livello di danno a fronte di un evento sismico di data intensità.

Le osservazioni dirette degli effetti di eventi sismici reali hanno messo in luce come il danneggiamento di edifici storici in muratura sia dovuto essenzialmente all'assenza di presidi antisismici, alla forma e all'altezza degli edifici interessati, alle caratteristiche dei materiali e allo stato di conservazione. Bisogna quindi tener presente che ciò che caratterizza la vulnerabilità di un edificio esistente è sicuramente il fatto di essere "data-to", ossia di essere stato realizzato seguendo norme progettuali dell'epoca che non prestavano attenzione alla possibilità di azioni orizzontali e quindi non prevedevano l'adozione di criteri e provvedimenti antisismici. Pertanto, il problema fondamentale dei sismi nelle strutture in muratura esistenti non è tanto l'intensità del terremoto, quanto piuttosto la capacità della struttura di poter resistere allo stesso.

Dopo il terremoto del Molise nel 2002, che ha portato al tragico crollo della scuola "Francesco Jovine" in S. Giuliano di Puglia (**Fig. 1.9**), l'attenzione generale si è concentrata sul problema della sicurezza sismica delle scuole. Il Dipartimento Nazionale della Protezione Civile ha cercato immediatamente di comprendere le cause della loro elevata vulnerabilità, promuovendo azioni atte a produrre una nuova zonazione sismica del territorio italiano e una nuova normativa sismica.



Fig. 1.9. *Il tragico crollo della scuola “Francesco Jovine” in San Giuliano di Puglia dopo il terremoto del Molise nel 2002.*

Il problema relativo alla situazione degli edifici pubblici in Italia, in particolare delle scuole, è tornato a farsi sentire con il terremoto che lo scorso 24 agosto ha colpito il Centro Italia, causando tra gli altri danni il crollo di buona parte della scuola di Amatrice (**Fig. 1.10**), un istituto omnicomprensivo di cui fanno parte la scuola dell’Infanzia, la scuola primaria, la scuola secondaria di primo grado (elementari e medie) e un liceo scientifico, che si trova però in una sede distaccata.



Fig. 1.10. *Il crollo della scuola “Romolo Capranica” di Amatrice dopo il terremoto del Centro Italia il 24 agosto 2016.*

L'edificio che è crollato in seguito al terremoto, e che è stato poi danneggiato da diverse scosse successive, è quello intitolato a Romolo Capranica: una costruzione di due piani a forma di U, con un corpo centrale dove si trovava l'ingresso principale e due ali a sinistra e a destra. Il crollo più grave ha riguardato il corpo centrale, mentre il resto della struttura sembra aver resistito alle prime scosse di terremoto, venendo danneggiata però da quelle successive. La scuola, inaugurata nel 1936 e ampliata in due occasioni, era stata ristrutturata l'ultima volta nel 2012 e risulta ora inutilizzabile.

Nel capitolo 4 del presente lavoro di tesi viene analizzata la vulnerabilità sismica di un edificio scolastico in muratura con sede a Galatina, in provincia di Lecce, avente più o meno le stesse caratteristiche geometriche della scuola di Amatrice (forma in pianta ad U con due piani fuori terra).

Le ragioni per cui molti degli edifici scolastici italiani sono vulnerabili al terremoto sono numerose. Le più frequenti sono quelle già enunciate in precedenza per gli edifici esistenti in muratura e di seguito riportate [6]:

- L'inadeguatezza della classificazione sismica e della normativa all'epoca della costruzione;
- La configurazione architettonica;
- Una progettazione ed un'esecuzione spesso carenti nei dettagli costruttivi e nelle proprietà dei materiali;
- La scarsa manutenzione;
- Le modifiche strutturali effettuate successivamente alla costruzione.

Per quanto riguarda la zonazione sismica, la **Fig. 1.11** mostra l'evoluzione della classificazione sismica nel territorio italiano. Si può vedere che la prima zonazione fu fatta in seguito al terremoto di Messina del 1908, quando fu classificata in zona sismica l'area danneggiata dallo stesso terremoto e da un altro che aveva colpito la Calabria poco tempo prima.

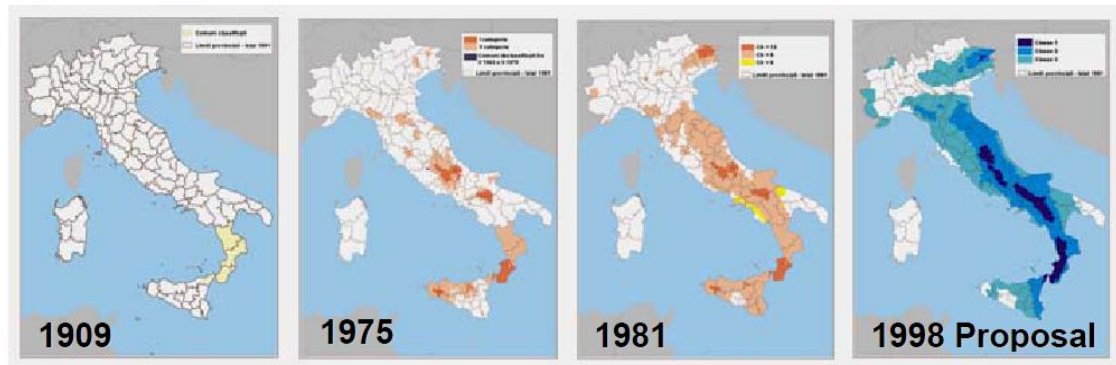


Fig. 1.11. Storia della classificazione sismica del territorio italiano (mappe tratte da www.serviziosismico.it).

Le nuove costruzioni sorte in quell'area avrebbero dovuto seguire le prime norme sismiche italiane emanate nel 1909, dopo aver svolto una serie di studi per risalire alle principali cause dei crolli e per stabilire in che modo prevenirli.

Provvedimenti analoghi furono presi fino al 1980, dopo ogni terremoto distruttivo. Pertanto fino ad allora furono classificate come zone sismiche soltanto le aree che avevano subito danni significativi in seguito ad eventi sismici (solo il 25% del territorio italiano).

Nel 1981, dopo il terremoto dell'Irpinia e Lucania del 23 novembre 1980, fu fatta una nuova zonazione sismica che classificò circa il 45% del territorio italiano nelle zone sismiche di prima, seconda e terza categoria. Le costruzioni presenti nel restante 55% del territorio non erano soggette ad alcun provvedimento antisismico.

Nei successivi 20 anni furono fatti numerosi passi avanti nella conoscenza della pericolosità sismica del territorio italiano, che portarono nel 1998 ad una proposta di nuova classificazione da parte di un gruppo di lavoro istituito dalla Protezione Civile, che comprendeva rappresentanti delle maggiori istituzioni scientifiche operanti nel campo (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Istituto Nazionale di Geofisica, Servizio Sismico Nazionale), che coinvolgeva circa il 70% del territorio italiano suddiviso in zone di classe 1, 2 e 3.

Tale proposta fu accolta, però, solo nel 2003 con la nuova classificazione nazionale (**Fig. 1.12**), in cui si riconosceva che tutto il territorio italiano è più o meno soggetto ad

eventi sismici. Fu introdotta, quindi, una nuova zona 4 che comprendeva il 30% del territorio italiano fino a quel momento non incluso nelle zone 1, 2, 3.

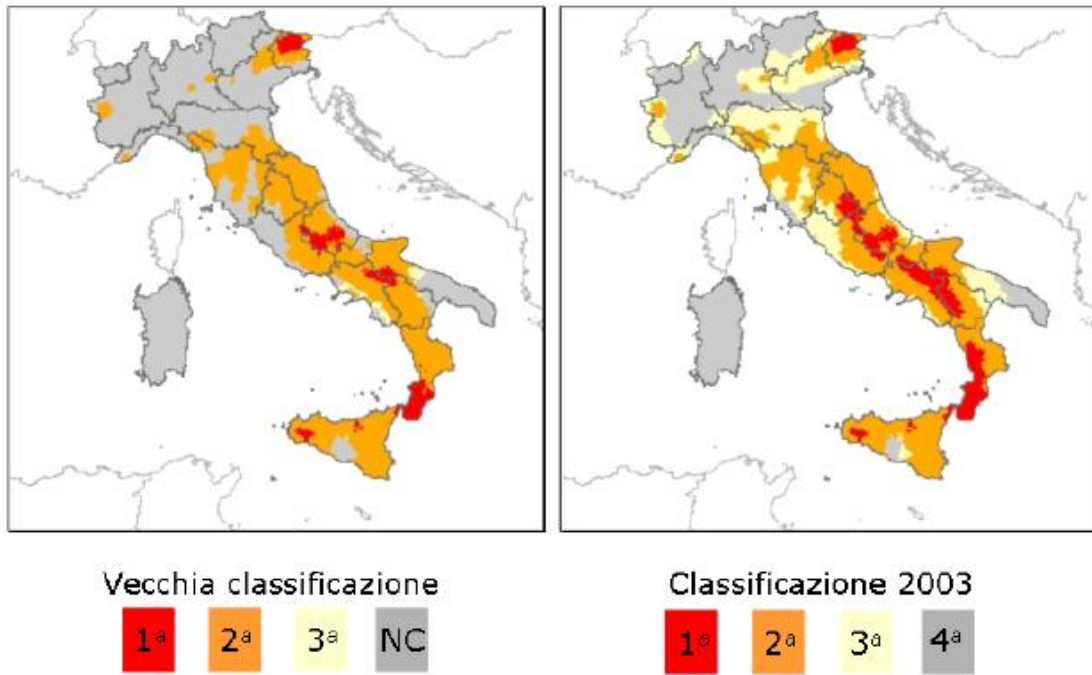


Fig. 1.12. *Classificazione sismica del territorio italiano: 1981 – 2003 a sinistra, dopo il 2003 a destra (mappe tratte da www.serviziosismico.it).*

Una seconda importante causa di vulnerabilità sismica degli edifici scolastici è la configurazione architettonica e strutturale. Spesso in un edificio scolastico vengono svolte diverse funzioni, per cui questo richiede quasi sempre una forma irregolare e/o molto articolata degli edifici, sia in pianta che in elevazione. L'irregolarità di forma, che spesso si traduce in irregolarità strutturale, è una caratteristica molto sfavorevole per la risposta sismica di un edificio, in quanto determina la concentrazione dei danni in specifiche parti o in singoli piani, fino a causarne il crollo.

Gli edifici scolastici, inoltre, sono spesso caratterizzati da ampie finestre, necessarie ad illuminare gli ambienti interni, e da ampie porte, oltre che da aule molto grandi e prive di ostacoli strutturali. Tutto ciò porta, negli edifici in muratura, ad avere maschi murari molto snelli e con un'area resistente talvolta inadeguata rispetto ai pesanti carichi verticali che devono sostenere contemporaneamente all'azione del sisma.

Altre importanti cause di vulnerabilità sono la bassa qualità dell'esecuzione e la scarsa manutenzione.

I solai sono spesso inadeguati, sia in termini di rigidità che di resistenza, per svolgere correttamente l'azione di redistribuzione delle forze sismiche tra le strutture verticali. Negli edifici in muratura, le pareti sono spesso costituite da blocchi naturali di forma irregolare, legati con malta di scarsa qualità, che porta quindi ad avere una bassa resistenza delle pareti stesse. Per di più, le connessioni tra pareti ortogonali e tra pareti e solai non garantiscono sempre un buon comportamento globale dell'edificio.

Un'ultima causa di vulnerabilità degli edifici in muratura è quella legata ai cambiamenti subiti nel corso della loro vita utile, quali, ad esempio, sopraelevazioni, realizzazione di nuove aperture, sostituzione di pesanti coperture con conseguente incremento delle masse, riduzione dell'area resistente, introduzione di irregolarità strutturali, ecc..

2. ANALISI STATICA NON LINEARE PER LA VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

2.1. Metodi di analisi

Un passo importante per la verifica di vulnerabilità sismica di edifici in muratura è la scelta del metodo di calcolo più adeguato al tipo di analisi nel rispetto delle condizioni dettate dalla normativa.

Per quanto riguarda l'analisi sismica strutturale, i metodi di analisi a disposizione sono i seguenti:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica lineare (o modale);
- analisi statica non lineare (detta anche *pushover*);
- analisi dinamica non lineare.

Nel caso particolare delle costruzioni in muratura, la scelta delle analisi con cui condurre la verifica in zona sismica è condizionata dalla maggiore complessità di comportamento che caratterizza tale tipologia costruttiva, rispetto agli edifici in c.a. o in acciaio.

L'analisi statica lineare e l'analisi dinamica modale si basano sull'ipotesi che gli elementi della struttura abbiano un comportamento lineare all'aumentare delle sollecitazioni, operando, così, in campo elastico lineare.

Attraverso prove sperimentali si è però potuto dimostrare che tale ipotesi risulta molto approssimata per la muratura, la quale presenta un comportamento intrinsecamente non lineare. Tuttavia, la normativa attualmente in vigore dichiara che è possibile effettuare un'analisi statica lineare purché l'edificio possieda determinati requisiti di regolarità geometrica. In generale, però, l'analisi statica lineare non risulta la più adeguata per le costruzioni in muratura, in quanto negli edifici esistenti gli elementi costituenti la struttura, quando sottoposti alle azioni sismiche definite dalla normativa, si allontanano troppo velocemente dal campo elastico.

Per le costruzioni in muratura dunque i risultati migliori in termini di accuratezza si otterrebbero mediante l'analisi dinamica non lineare. Nella pratica però queste analisi presentano ancora varie difficoltà applicative, vale a dire: modelli numerici molto complessi, difficoltà di reperire modelli efficienti e realistici per la muratura, modellazione della domanda sismica legata alla scelta degli accelerogrammi. Tali analisi sono quindi riservate a specialisti.

In definitiva, l'analisi statica non lineare risulta il metodo di calcolo più adeguato per gli edifici in muratura in zona sismica, contraddistinguendosi per accuratezza dei risultati e semplicità di impiego. Tramite questa tipologia di analisi, che prende anche il nome di *analisi pushover*, è possibile valutare la capacità sismica di edifici esistenti in termini di deformazioni o accelerazione, relativamente agli stati limite di interesse. Questo consente di valutare l'indice di vulnerabilità sismica di strutture esistenti, cioè di quantificarne la sicurezza nei confronti dell'azione sismica, valutata secondo l'attuale prescrizione normativa prevista dalle *NTC 08*.

In questo tipo di analisi vengono applicate in modo incrementale, ad un modello della struttura che descriva il comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, sino al raggiungimento delle condizioni ultime. In questo modo è possibile cogliere i cambiamenti della risposta complessiva della struttura man mano che i singoli elementi si plasticizzano.

Il risultato finale dell'analisi è una curva in cui è riportata la relazione tra il taglio totale applicato e lo spostamento orizzontale di un nodo di controllo, ossia la curva di capacità della struttura in esame, che verrà poi confrontata con la domanda richiesta alla stessa al sopraggiungere di un evento sismico.

2.2. Analisi statica non lineare: aspetti generali

Per spiegare meglio in cosa consiste l'analisi statica non lineare, detta anche *analisi pushover*, basta soffermarsi sul significato del suo stesso nome: il termine *pushover* (che letteralmente vuol dire "spingere oltre") lascia facilmente intendere che si tratta di

un'analisi di "spinta incrementale" applicata all'edificio da analizzare che, tramite l'evoluzione del suo comportamento deformativo dal campo elastico a quello plastico, lo conduce al collasso [7].

L'analisi statica non lineare consiste, infatti, proprio nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali (pesi propri e sovraccarichi) ed un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, che vengono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni ultime, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (es. un punto in sommità dell'edificio) [2].

La distribuzione di forze applicata alla struttura simula la distribuzione di eventuali forze sismiche e deve essere tale da produrre una risposta sufficientemente vicina a quella fornita dall'edificio se soggetto all'input sismico di progetto.

Per migliorare la predizione della risposta sismica, soprattutto nel caso di edifici alti o irregolari in cui i modi di vibrare superiori al primo diventano significativi, in letteratura sono state proposte analisi pushover più avanzate e quindi più complesse. Alcune di queste prevedono più analisi associate al contributo di più distribuzioni di forme modali, mentre altre, dette *adattive* o *evolutive*, tengono in conto i modi di vibrare superiori al primo e prevedono un aggiornamento della distribuzione di forze o di spostamenti durante l'analisi che tenga conto del progressivo mutamento delle caratteristiche della struttura durante l'evento sismico.

Nell'ambito dell'analisi pushover tradizionale, si considerano due distribuzioni di forze statiche orizzontali: una proporzionale alla deformata corrispondente al primo modo di vibrare nella direzione di arrivo del sisma, che è una distribuzione triangolare inversa, e una proporzionale alle masse, che invece è una distribuzione uniforme.

In entrambi i casi, le forze orizzontali applicate al fabbricato in esame, partendo da una condizione statica, vengono fatte crescere monotonamente fino al raggiungimento del limite ultimo di deformabilità, cioè al collasso.

Il risultato di un'analisi pushover è dato in forma grafica e consiste in una curva relativa al fabbricato reale, che prende il nome di *curva di capacità* (**Fig. 2.1**) e mette in relazione la forzante T_b che la struttura può sopportare con lo spostamento d_c che la stessa può raggiungere, rispettivamente riportati sull'asse delle ordinate e sull'asse delle ascisse.

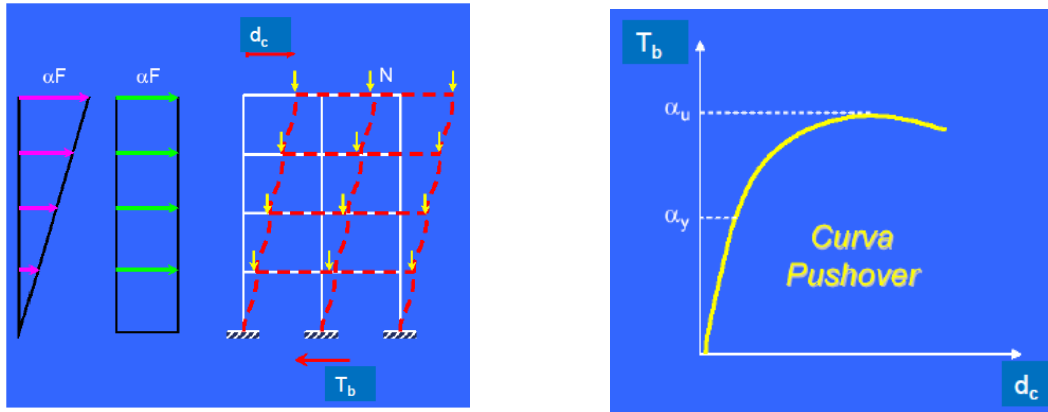


Fig. 2.1. Curva di capacità tipo per un edificio sottoposto ad una distribuzione di forze orizzontali.

Tale curva viene poi convertita in un diagramma, riferito ad un modello elementare equivalente in cui sono invece messi in relazione l'accelerazione che la struttura può sopportare con lo spostamento che può raggiungere.

Per ogni edificio vengono effettuate ventiquattro analisi per tenere conto delle due direzioni ortogonali (X e Y) di applicazione della distribuzione di forze orizzontali e dei due versi per ogni direzione (+X e -X, +Y e -Y), dell'eccentricità accidentale (positiva o negativa) e del tipo di distribuzione delle forze orizzontali (triangolare inversa o uniforme).

Al § 7.3.4.1 le NTC 08 stabiliscono che “*si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2)*” di seguito elencate [2]:

Gruppo 1 – Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% e a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamen-

tale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;

- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Da un confronto con i risultati di analisi dinamiche non lineari, si è visto che le distribuzioni di forze proporzionali alla prima forma modale più significativa per la direzione considerata di ingresso del sisma (Gruppo 1) colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura è integra, ovvero è in campo elastico, mentre quando la struttura è fortemente degradata, ovvero quando si sono sviluppate importanti deformazioni anelastiche, la risposta viene meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse (Gruppo 2).

Le *NTC 08* prevedono che la valutazione della sicurezza sulle costruzioni esistenti possa essere eseguita con riferimento ai soli SLU.

Inoltre, le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla sola condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di prevenzione del collasso (SLC).

Quest'ultima condizione è però esclusivamente applicabile ad edifici in c.a. e in acciaio, mentre non è valutabile per gli edifici in muratura. Per cui la verifica di un edificio esistente può essere considerata soddisfatta semplicemente se lo è quella relativa allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

L'analisi pushover fornisce le due grandezze fondamentali necessarie alla valutazione della vulnerabilità sismica di un fabbricato:

1. *capacità*: quanto la struttura può sopportare, prima di raggiungere il collasso, in termini di forzante, spostamento e accelerazione;
2. *domanda*: quanto la struttura deve essere in grado di sopportare, con riferimento alle stesse grandezze indicate al punto precedente, se soggetta all'azione sismica, valutata come previsto dalle *NTC 08*.

La *capacità* offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell'ottica di una verifica sismica, con la *domanda* richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.

2.3. Il processo di applicazione di un'analisi pushover

Come già detto, la curva di capacità fornisce il valore della capacità strutturale in termini di spostamento orizzontale massimo raggiungibile dal punto di controllo scelto e di forzante orizzontale sopportabile. Queste informazioni sono molto utili, ma servono a ben poco se non vengono confrontate con i valori di domanda.

È necessario allora tradurre la curva di capacità in un nuovo diagramma, il cosiddetto *spettro A.D.S.R. (Attack Decay Sustain Release)*.

Per fare questo è necessario tradurre il modello strutturale complesso ad n gradi di libertà (M.D.O.F. – *Multi Degree Of Freedom*), cioè quello corrispondente all'edificio reale, in un sistema elementare equivalente ad un solo grado di libertà (S.D.O.F. – *Single Degree Of Freedom*). In altre parole, quello che si fa è ricondurre il comportamento dell'edificio in esame a quello dell'oscillatore elementare equivalente (pendolo inverso), cioè a quello di una struttura semplice che può essere schematizzata come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza laterale k (**Fig. 2.2**).

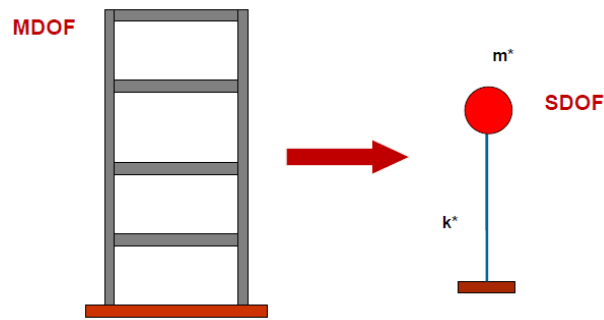


Fig. 2.2. *Modello complesso e sistema elementare equivalente.*

Nel caso dei sistemi ad un solo grado di libertà l'applicazione dell'analisi pushover è molto semplice, in quanto la configurazione deformata del sistema è descritta da un unico parametro, ossia dallo spostamento relativo della massa m rispetto alla sua posizione iniziale (lo spostamento orizzontale D_t in **Fig. 2.3**).

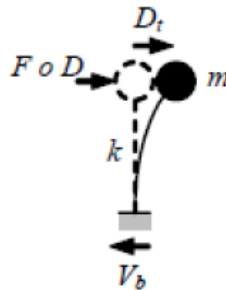


Fig. 2.3. *Sistema elementare equivalente.*

Dalla curva di capacità del sistema complesso si determina quindi quella dell'oscillatore elementare equivalente (spettro A.D.S.R.), usualmente approssimata con una bilatera (**Fig. 2.4**).

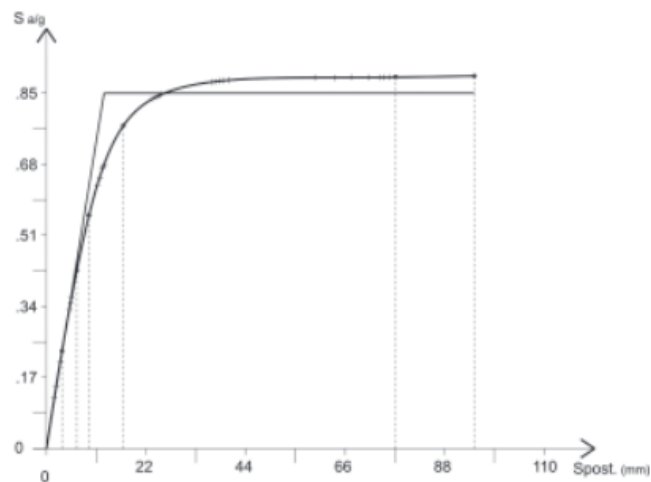


Fig. 2.4. Spettro A.D.S.R..

Questo passaggio consente di valutare in modo semplice la capacità richiesta al sistema dal sisma: infatti, per un sistema ad un grado di libertà, una volta calcolato il periodo proprio equivalente al sistema ad n gradi di libertà, dallo spettro di risposta elastico in termini di spostamento si può ricavare lo spostamento massimo che questo deve sopportare, dal quale si risale poi allo spostamento massimo per il sistema ad n gradi di libertà.

Dalla curva di capacità, in corrispondenza dello spostamento massimo calcolato, si ricava la distribuzione di forze corrispondente e da questa le sollecitazioni, gli spostamenti d'interpiano e quant'altro risultati necessario per effettuare le verifiche.

Si riporta di seguito, per passi successivi, il processo di analisi pushover per la verifica di un fabbricato [4]:

1. Definizione del legame tra taglio alla base della struttura e spostamento di un punto di controllo $V_b - d_c$ (curva di capacità della struttura, **Fig. 2.5**).

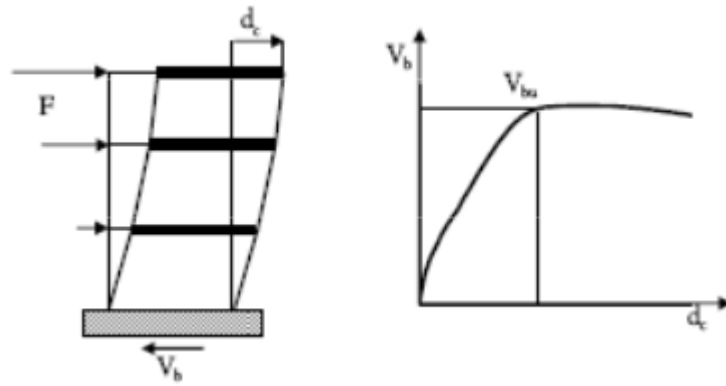


Fig. 2.5. Legame tra taglio alla base e spostamento del punto di controllo.

2. Determinazione delle caratteristiche di un sistema elementare S.D.O.F. a comportamento bilineare equivalente a quello dell'edificio complesso reale M.D.O.F.:

- calcolo del *fattore di partecipazione modale* associato al primo modo di vibrare della struttura, attraverso la relazione seguente:

$$\Gamma = \frac{\phi^T M \tau}{\phi^T M \phi} \quad (2.1)$$

dove τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata, ϕ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$ ed M è la matrice di massa del sistema reale;

- costruzione della curva F^*-d^* del sistema S.D.O.F. (**Fig. 2.5**), utilizzando la curva pushover ricavata per il sistema M.D.O.F. e scalata secondo i parametri seguenti:

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (2.2)$$

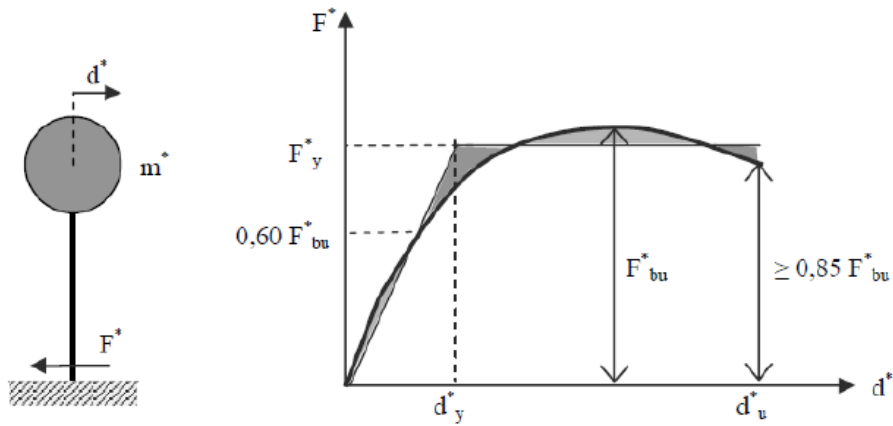


Fig. 2.5. Curva $F^* - d^*$ del sistema S.D.O.F..

- La pendenza del tratto elastico si determina imponendo il passaggio per il punto di ordinata $0,6F_{bu}^*$, essendo F_{bu}^* la resistenza massima del sistema equivalente data da:

$$F_{bu}^* = \frac{V_{bu}}{\Gamma} \quad (2.3)$$

dove V_{bu} è la resistenza massima del sistema strutturale reale.

La forza di snervamento F_y^* si determina imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15F_{bu}^*$.

- il periodo elastico del sistema bilineare si ottiene dall'espressione seguente:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (2.4)$$

dove:

$$m^* = \phi^T M \tau \quad (2.5)$$

e k^* è la rigidezza del tratto elastico bilineare.

3. Determinazione della risposta massima, in termini di spostamento, del sistema equivalente con l'utilizzo dello spettro di risposta elastico.

Per sistemi con periodo proprio abbastanza grande ($T^* \geq T_C$), il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico è pari a quello di un sistema elastico avente uguale periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max} = S_{De}(T^*) \quad (2.6)$$

Per sistemi con periodo molto piccolo ($T^* < T_C$), invece, la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore e si ottiene tramite la seguente espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max} \quad (2.7)$$

in cui q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente F_y^* , che si ottiene con l'espressione seguente:

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (2.8)$$

Se risulta $q^* < 1$ (risposta elastica), si ha:

$$d_{max}^* = d_{e,max} \quad (2.9)$$

4. Conversione dello spostamento del sistema equivalente nella configurazione deformata della struttura e verifica:

- Si valuta per la struttura reale M.D.O.F. la domanda in termini di spostamento del punto di controllo:

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* \quad (2.10)$$

- Noto lo spostamento del punto di controllo, si conosce dall'analisi la configurazione deformata ed è quindi possibile effettuare la verifica dell'edificio.

La verifica della struttura avviene in termini globali e non puntuali, diversamente da quanto accade per le analisi lineari. In quanto mediante l'analisi non lineare si tiene in conto della redistribuzione delle azioni sugli elementi quando uno o più di essi superi il limite elastico o pervenga al collasso.

La verifica di sicurezza consiste nel verificare che lo spostamento richiesto, ossia lo spostamento massimo reale del punto di controllo, sia minore dello spostamento disponibile o accettabile sulla curva di capacità:

$$d_{max} \leq d_u \quad (2.11)$$

essendo d_u lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo.

2.4. L'indice di vulnerabilità

L'indice di vulnerabilità di un edificio è quel valore che indica lo "stato di salute" dello stesso dal punto di vista della sua capacità di resistere all'azione sismica ed è, infatti, il dato al quale si fa riferimento per stabilire se è necessario procedere sulla struttura con interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

Questo parametro è dato dal rapporto tra la *capacità strutturale*, ossia quanto l'edificio è in grado di sopportare in termini di accelerazione sismica, e la *domanda sismica*, ossia quanto la struttura dovrà realmente sopportare, in base alla mappa sismica locale, alla

tipologia di suolo su cui è fondata e in generale a tutte quelle condizioni che influiscono sulla modalità di percezione dell'azione sismica da parte della struttura stessa.

Nel caso di analisi non lineare l'indice di vulnerabilità può essere valutato in termini di periodo di ritorno dell'evento sismico, T_R , o di accelerazioni di picco, PGA (*Peak Ground Acceleration*) [1] tramite le relazioni seguenti:

$$\alpha_{TR} = \frac{T_{R(C)}}{T_{R(D)}} \quad (2.12)$$

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_{(C)}}{PGA_{(D)}} \quad (2.13)$$

dove $T_{R(D)}$ e $PGA_{(D)}$ sono rispettivamente il periodo di ritorno e l'accelerazione di picco dello spettro sismico di progetto (domanda di spostamento), mentre $T_{R(C)}$ e $PGA_{(C)}$ sono rispettivamente il tempo di ritorno e l'accelerazione di picco dell'evento sismico che porta la struttura al raggiungimento dello stato limite (capacità).

Se si ottiene un indice di vulnerabilità con valore inferiore all'unità, allora vuol dire che la struttura non è pienamente in grado di far fronte ai livelli di azione sismica previsti dalle norme vigenti.

In questo caso le stesse norme non impongono l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera. La soluzione da adottare dovrà necessariamente essere calibrata caso per caso, in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità.

2.5. Limiti di applicabilità dell'analisi pushover

Come si è più volte detto, l'analisi pushover prevede l'applicazione di due diversi sistemi di forze: uno proporzionale alla forma modale principale della struttura e uno proporzionale alla sua massa.

Affinché l'impiego del primo sistema di forze fornisca risultati soddisfacenti nel rappresentare il comportamento dell'edificio nelle prime fasi del danneggiamento, si deve innanzitutto verificare che il modo di vibrare fondamentale, nella direzione considerata di applicazione delle forze, abbia una massa partecipante non inferiore al 75% di quella totale dell'edificio.

Gli edifici piuttosto regolari normalmente soddisfano tale requisito. Non altrettanto si può dire per strutture più complesse o con significativa presenza di pareti, le quali necessitano, quindi, di verifiche alternative.

Alle strutture con elevato numero di pareti appartengono, ovviamente, gli edifici in muratura, per i quali la normativa però allarga il campo di applicabilità dell'analisi pushover, ammettendo per questa tipologia strutturale un valore minore della percentuale di massa partecipante (60% anziché 75%).

Inoltre, al § C8.7.1.4 della Circolare si precisa che per le costruzioni esistenti è possibile adottare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzione principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante al primo modo [4].

Un altro limite di applicabilità dell'analisi pushover è legato al periodo fondamentale della struttura, che deve essere superiore a T_C , ossia al periodo limite del *plateau* orizzontale, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante, dello spettro di risposta utilizzato per la valutazione dell'azione sismica.

Questo limite non vale però per tutte le tipologie strutturali. Infatti, per gli edifici in muratura la norma non pone alcuna limitazione al riguardo.

In generale, è conveniente che le strutture che si intende analizzare mediante un'analisi pushover siano sufficientemente regolari, per poter garantire l'assenza di una forma

modale principale “intrecciata”, che produca spostamenti degli impalcati discordi tra loro, cioè aventi verso opposto.

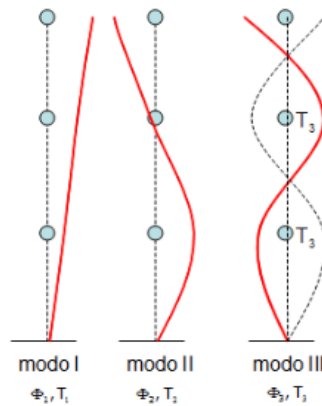


Fig. 2.7. *Forme modali.*

Questo requisito è necessario per ottenere un valore della deformabilità strutturale tale da fornire informazioni affidabili sul comportamento complessivo dell’edificio in esame. Infatti, se il sistema di forze proporzionale alla forma modale fosse formato da forze applicate nella stessa direzione, ma con verso opposto, l’entità dello spostamento del punto di controllo risulterebbe falsata e non darebbe alcuna informazione utile.

Nei fabbricati è facile trovare una forma modale intrecciata. Tuttavia, l’analisi pushover tradizionale prevede l’utilizzo di un unico modo di vibrare, quello più importante, e per fortuna non è frequente la condizione che sia proprio la forma modale intrecciata ad impegnare la percentuale maggiore di massa partecipante [7].

Un ulteriore limite di applicabilità dell’analisi pushover agli edifici esistenti riguarda il *livello di conoscenza* acquisito al momento della verifica, sulla base degli studi e degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive degli stessi, per quanto riguarda la geometria, i dettagli costruttivi e i materiali costituenti.

Se ci si limita al livello di conoscenza minimo ammesso dalla normativa (*LCI: conoscenza limitata*), per la verifica strutturale si deve necessariamente impiegare un metodo di analisi di tipo lineare (statico o dinamico). Per cui l’analisi pushover, che è un’analisi non lineare, non può essere applicata.

Ancora una volta tale limitazione vale però soltanto per gli edifici in c.a., mentre per quelli in muratura la normativa consente di adottare qualunque tipo di analisi, indipendentemente dal livello di conoscenza raggiunto, come si può vedere in **Fig. 2.9**.

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 esaurive	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			-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 medio dell'intervallo. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Fig. 2.9. Metodi di analisi e fattori di confidenza per edifici esistenti in muratura in funzione dei livelli di conoscenza.

Infine, per poter rappresentare l'azione sismica come un sistema di forze orizzontali, la struttura deve essere dotata di impalcati rigidi, sui quali poter concentrare la massa dell'edificio.

L'assenza di impalcati rigidi sulla struttura, oltre a non consentire la corretta applicazione, in corrispondenza degli stessi, dei sistemi di forze previsti dalla pushover, impedisce anche di far coincidere il punto di controllo dell'edificio con il baricentro delle masse

dell'ultimo impalcato. Questo problema è però risolvibile con l'analisi pushover ad impalcati deformabili, ipotizzando un punto di controllo virtuale, non necessariamente coincidente con un punto reale della struttura.

2.6. Differenze di applicabilità dell'analisi pushover per gli edifici in c.a. e in muratura

Da quanto detto nei paragrafi precedenti si evince che, in definitiva, l'analisi pushover è il metodo più appropriato per lo studio degli edifici in muratura, dal momento che il materiale di cui sono costituite ha un comportamento per sua natura non lineare, quindi perfettamente rappresentato da un'analisi di questo tipo.

Nell'applicare l'analisi pushover sugli edifici in c.a., si fa l'ipotesi che travi e pilastri possano plasticizzarsi ed eventualmente rompersi (dopo il collasso del primo elemento strutturale l'analisi viene arrestata) e che i setti restino sempre in campo elastico. Ovviamente quest'ipotesi si scontra duramente con la natura dei fabbricati in muratura, costituiti totalmente da pareti e quindi da elementi che, a seguito dell'applicazione di un'analisi di questo tipo, rimarrebbero sempre in campo elastico, senza produrre mai la formazione di cerniere plastiche e quindi senza mai raggiungere il collasso.

La modellazione degli edifici in muratura risulta quindi un problema molto complesso, che, se si vogliono ottenere risultati realistici con analisi in campo non lineare, va opportunamente affrontato.

Tale problema viene risolto traducendo ciascun elemento bidimensionale verticale (parete) in un corrispondente sistema di elementi monodimensionali (travi, pilastri e connettori rigidi), cioè sostituendo il modello a shell con uno dei diversi modelli equivalenti ad aste disponibili in letteratura [7].

Nella **Tab. 1.1** sono indicati i principali parametri che influiscono nella formazione ed evoluzione delle cerniere plastiche per le diverse tipologie strutturali.

Parametri che influiscono nella formazione delle cerniere plastiche	
Strutture in c.a. e in acciaio	Strutture in muratura
Geometria della sezione dell'asta	Geometria della sezione dell'asta (modello equivalente)
Caratteristiche del materiale (calcestruzzo e acciaio)	Caratteristiche del materiale (muratura e malta)
Tipo di sollecitazione prevalente	Tipo di sollecitazione prevalente
Quantità e disposizione dell'armatura longitudinale	
Quantità e disposizione dell'armatura a taglio (staffe)	
Dettagli costruttivi (confinamento, ancoraggio, legature, etc..)	
Nodi strutturali	

Tab. 1.1. *Parametri che influiscono nella formazione delle cerniere plastiche.*

Come si può notare, nel caso di strutture in muratura sono necessarie molte meno informazioni rispetto al caso di strutture in c.a. o in acciaio, dal momento che la muratura ordinaria non contiene al suo interno barre di armatura. Inoltre, anche per quanto riguarda il reperimento dei valori delle caratteristiche del materiale costituente le pareti, la norma ci viene incontro proponendo l'impiego di tabelle (C8A2.1 e C8A.2.2), contenute nella Circolare, che riportano i valori più comunemente adottati, per le tipologie di muratura più diffuse sul territorio nazionale, a cui si può fare riferimento in assenza di valori ottenuti da specifiche prove in situ.

Come detto in precedenza, le curve di capacità di un edificio in c.a. o in acciaio si arrestano al primo collasso strutturale, cioè quando il primo elemento raggiunge una deformazione pari al limite ultimo del legame costitutivo del materiale che lo compone. L'andamento di queste curve è del genere riportato nel primo grafico a sinistra della **Fig. 2.10.**

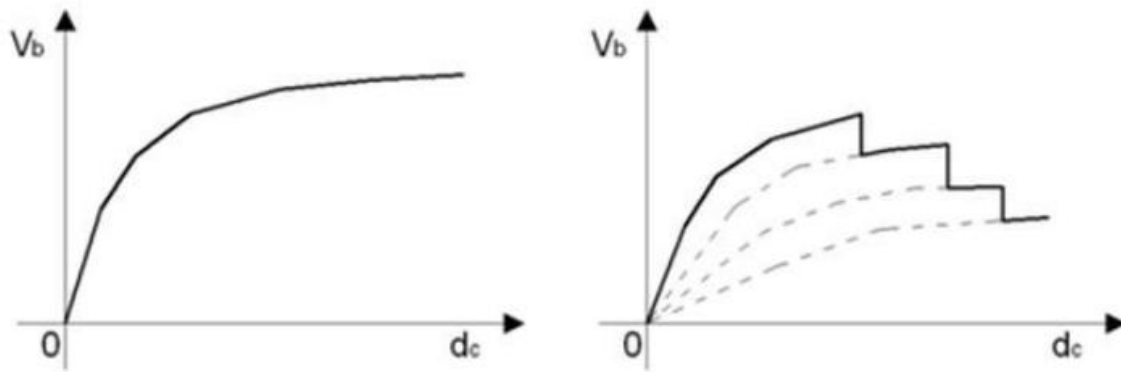


Fig. 2.10. *Curva di capacità mono-collasso di un edificio in c.a. e curva di capacità multi-collasso di un edificio in muratura.*

Per gli edifici in muratura, invece, la normativa consiglia di non fermare l'analisi all'innescarsi del primo collasso, ma di svolgere un'analisi multi-collasso durante la quale è possibile considerare sismicamente valido il comportamento strutturale anche dopo che alcuni dei suoi elementi abbiano raggiunto il proprio limite ultimo di deformazione.

Il materiale muratura, infatti, ha una natura ed un comportamento differente da tutte le altre tipologie di materiale comunemente impiegate nell'edilizia. È un materiale non omogeneo, ottenuto dall'aggregazione di diversi elementi (malta e blocchi lapidei o artificiali) e questa sua diversa natura, come si è potuto verificare anche dall'osservazione del comportamento tenuto da edifici reali che hanno subito l'azione del sisma, ha indotto il normatore a tenere in conto, in fase di verifica di edifici in muratura, della loro residua capacità di resistenza anche in seguito al raggiungimento della deformazione ultima da parte di alcuni degli elementi strutturali componenti. In altre parole, gli edifici in muratura, anche se uno o più elementi sono pervenuti al collasso (inteso come raggiungimento del massimo valore di deformazione ammesso al materiale per poterlo ancora considerare sismicamente utile), possiedono ancora una capacità resistente e deformativa nei confronti dell'azione sismica agente, che può essere sfruttata. La muratura, infatti, consente la redistribuzione delle tensioni: quando una parete collassa, parte dell'azione sismica agente viene affidata alle pareti vicine [7].

Dal punto di vista operativo, l'analisi pushover su un edificio in muratura si svolge come per gli edifici in c.a. o in acciaio fino al raggiungimento del primo collasso, dopodiché

ché si rimuove dal modello strutturale sismo-resistente l'elemento che ha subito il collasso, il quale però continua a sopportare il carico verticale, e si ripete l'analisi, ottenendo una nuova curva di capacità.

Il risultato finale è una curva di capacità avente un andamento a gradini, del tipo di quella rappresentata nel secondo grafico a destra della **Fig. 2.10**, in cui ogni interruzione indica il raggiungimento del collasso di un elemento strutturale e ciascun salto verticale rappresenta la conseguente riduzione di resistenza.

La normativa non stabilisce un numero massimo di collassi consentiti, dopo il quale poter arrestare l'analisi. Tuttavia, impone un limite in termini di riduzione della resistenza globale: il comportamento strutturale si può considerare valido, ai fini della capacità di resistenza all'azione sismica, fino ad un decadimento (*softening*) pari al 20%. Il valore cioè dell'ordinata del punto da cui parte la curva di capacità, dopo un collasso, non deve trovarsi al di sotto dell'80% del valore massimo di ordinata raggiunto dalla stessa curva.

3. MODELLAZIONE A MACROELEMENTI CON IL SOFTWARE 3MURI

3.1. Schematizzazione della struttura con 3Muri: il metodo FME

La muratura, come già specificato più volte nei capitoli precedenti del presente lavoro di tesi, è un materiale composito dal comportamento fortemente non lineare e pertanto la risposta strutturale di un edificio diviene il risultato di molti fattori difficilmente controllabili mediante un calcolo manuale. Risulta necessario allora scegliere un codice di calcolo che possa interpretare il comportamento della muratura attraverso una adeguata modellazione strutturale.

Ogni programma di calcolo automatico è la concretizzazione di un modello matematico che interpreta la realtà fornendo una soluzione più o meno approssimata.

Per formulare un modello teorico capace di cogliere tutti gli aspetti del comportamento strutturale degli edifici in muratura è necessario considerare:

- un legame che descriva in modo corretto il comportamento del materiale muratura sottoposto ad azioni sismiche e che tenga conto delle specifiche modalità di rottura;
- un modello che schematizza l'intera struttura cogliendone le caratteristiche globali e l'interazione dei vari elementi (pareti e solai);
- le indicazioni contenute nella Normativa.

Nella letteratura tecnica sono stati proposti diversi metodi per il calcolo sismico di edifici in muratura sempre più raffinati e precisi (il metodo POR, il metodo agli elementi finiti, il metodo a telaio equivalente con macroelementi).

3Muri è il software impiegato nel presente lavoro di tesi per l'esame di un edificio esistente in muratura in accordo con il *D.M. 14-01-2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni"*.

Il programma adotta il metodo *FME* (*Frame by Macro Element*), che schematizza la struttura per mezzo di un telaio equivalente costituito da un particolare tipo di elemento, detto *macroelemento*, il quale consente di cogliere al meglio il comportamento sismico delle strutture in muratura e fornisce tutte le informazioni utili al progettista per un esame accurato della struttura stessa.

Il metodo *FME*, che deriva dall'osservazione del reale comportamento di edifici danneggiati dal sisma, considera i differenti meccanismi di danno ed è, ad oggi, quanto di più avanzato ci sia nel settore del calcolo degli edifici in muratura.

La costruzione del modello strutturale mediante il software *3Muri* avviene attraverso la definizione delle pareti che si ritengono significative al fine della resistenza globale della struttura. Il modello che si ottiene è tridimensionale.

L'osservazione di edifici esistenti in muratura danneggiati dal sisma, come già ampiamente discusso nel primo capitolo del presente lavoro di tesi, ha permesso di individuare comportamenti che si ripetono con costanza nelle murature. In particolare, sono state individuate tre tipologie di rotture nelle pareti:

- rottura per taglio;
- rottura per pressoflessione e schiacciamento negli angoli;
- rottura per scorrimento.

Discriminante per l'attivazione del meccanismo effettivo tra quelli citati è una combinazione di fattori di diversa natura: la geometria del pannello (snellezza), l'entità del carico, le caratteristiche meccaniche del materiale.

Si è rilevato, inoltre, che tali rotture avvengono in zone ben definite, cioè sulle porzioni di muratura delimitate dalle aperture (**Fig. 3.1**), mentre nelle zone di connessione tra maschi e fasce si riscontra generalmente l'assenza di fenomeni di fessurazione e di danno. Ciò consente di supporre che lo stato deformativo di queste porzioni di muratura si mantenga sempre entro i limiti elastici e quindi possa essere trascurato nella valutazione complessiva del comportamento della parete, in cui sono determinanti le deformazioni non lineari delle altre parti.



Fig. 3.1. *Meccanismo di rottura per taglio e meccanismo di rottura per pressoflessione e schiacciamento negli spigoli.*

Da queste osservazioni è nata l'idea di rappresentare il comportamento delle pareti per mezzo di porzioni di muratura, dette *macroelementi*, che nella loro parte centrale colgono il comportamento a taglio e nelle zone periferiche il comportamento a pressoflessione. Come indicato in **Fig. 3.2**, ogni generica parete con aperture può pertanto essere suddivisa in pannelli murari verticali (*maschi*), architravi orizzontali (*fascie di piano*) ed elementi di collegamento tra i primi due detti *nodi rigidi*. In particolare, gli elementi *maschio* sono disposti in adiacenza alle aperture, mentre gli elementi *fascia* sono disposti sopra e sotto le aperture. La muratura restante che non confina con aperture si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidezza infinita.

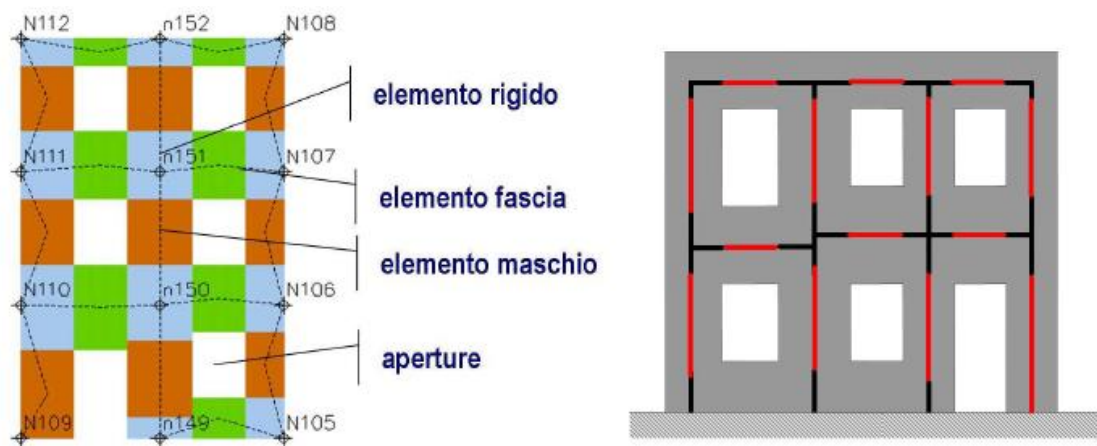


Fig. 3.2. *Mesh che rappresenta la suddivisione in macroelementi (a sinistra) e individuazione del telaio equivalente (a destra).*

La ricerca teorica e sperimentale ha dimostrato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente a quello di un elemento lineare. Collegando, quindi, questi elementi si ottiene lo schema a telaio, detto appunto *telaio equivalente*, che consente di rappresentare in modo soddisfacente il comportamento di strutture in muratura anche complesse. Il telaio equivalente permette, inoltre, di semplificare l'analisi, in quanto riduce i gradi di libertà rispetto ad altri schemi, come per esempio gli elementi finiti di superficie, velocizzando così, sensibilmente, i tempi di calcolo.

3.2. Il modello teorico del macroelemento

Diversi sono stati i modelli basati sulla formulazione non lineare di macroelementi rappresentativi delle caratteristiche dei pannelli in muratura proposti da alcuni autori nel tempo (Braga e Liberatore 1991; Gambarotta e Lagomarsino 1996; Magenes e Della Fontana 1998).

Tra questi, uno dei più avanzati è il modello a macroelementi non lineare proposto dai ricercatori dell'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino 1996-1998). Tale modello si distingue rispetto agli altri in quanto può essere implementato sia per l'analisi statica non lineare, sia per analizzare il comportamento ciclico di pareti in muratura, quindi per un'analisi dinamica non lineare. Si tratta di un modello meccanico in cui è formulato un legame costitutivo non lineare con danneggiamento, degrado di resistenza con softening e degrado di rigidità, che consente di cogliere i tre meccanismi di collasso tipici dei pannelli murari. Tale modello è alla base del codice di calcolo *3Muri* (Galasco et al. 2002-2004) utilizzato per sviluppare le analisi numeriche in merito al caso di studio oggetto del presente lavoro di tesi.

Il modello su cui si basa il *metodo FME* è costituito da un particolare tipo di elemento finito a comportamento non lineare, cosiddetto a "sandwich".

La costruzione di un macroelemento, rappresentativo di un intero pannello murario, deve permettere la formulazione di equazioni di equilibrio che coinvolgano un numero li-

mitato di incognite e deve essere in grado di rappresentare un modello cinematico capace di cogliere i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione propri degli edifici in muratura.

Il modello considera il generico pannello murario di larghezza b e spessore s suddiviso in tre parti: due elementi di estremità ① e ③ di spessore infinitesimo Δ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, in cui è concentrata la deformabilità assiale, ed un corpo centrale ②, di altezza h che, invece, è indeformabile assialmente e flessionalmente, in cui è concentrata la deformabilità tangenziale (**Fig. 3.3**).

Il modello cinematico completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia 1 e 2 [9].

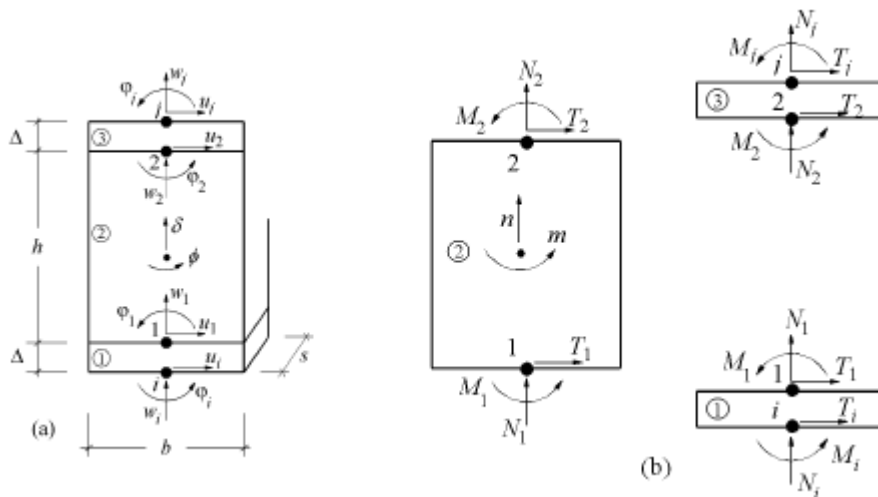


Fig. 3.3. Modello cinematico del macroelemento (Gambarotta e Lagomarsino 1996).

Le ipotesi di rigidità introdotte permettono di semplificare la cinematica del macroelemento imponendo opportune equazioni di congruenza all'interno delle singole sottostrutture ①, ② e ③.

Indicando con w gli spostamenti assiali, con u quelli trasversali e con φ le rotazioni, si può affermare che: $u_1 = u_i$; $u_2 = u_j$ (infatti i corpi ① e ③ hanno rigidità tagliente infinita e spessore Δ tendente a zero) e $w_1 = w_2 = \delta$; $\varphi_1 = \varphi_2 = \phi$ (il corpo centrale è as-

sialmente e flessionalmente rigido e δ e ϕ rappresentano rispettivamente lo spostamento assiale e la rotazione).

Dal punto di vista cinematico il modello è quindi definito da otto gradi di libertà: le sei componenti di spostamento dei nodi di estremità ($u_i, w_i, \varphi_i, u_j, w_j, \varphi_j$) e le due componenti del macroelemento (δ e ϕ).

Di conseguenza la rottura per pressoflessione e la corrispondente componente di deformazione anelastica si realizzano alle estremità supponendo un contatto elastico monolatero alle interfacce ① e ③ che simula la parzializzazione delle sezioni (non resistenza a trazione della muratura). La rottura a taglio e la deformazione angolare interessano il solo modulo centrale ② del macroelemento, schematizzata supponendo uno stato di tensione uniforme nell'elemento, attraverso un legame tra le componenti cinematiche, lo stato tensionale e le variabili descrittive del comportamento plastico (α = grado di danneggiamento, γ_p = scorrimento plastico). La rottura per fessurazione diagonale, dove si verificano i meccanismi di taglio-scorrimento, è rappresentata mediante la deformazione γ_p che si attiva quando viene superata la condizione limite per attrito alla Coulomb.

3.3. Semplificazione del modello a macroelementi in base alle disposizioni normative

Il modello a macroelementi appena formulato descrive accuratamente il comportamento di un pannello murario (maschio o fascia) coerentemente con i risultati di prove sperimentali. Esso implementa un legame non lineare sensibilmente più evoluto rispetto ai presupposti normativi, il quale deve essere opportunamente semplificato per essere integrato nei più comuni codici di calcolo. Coerentemente con la normativa tecnica vigente (*NTC 08*), per eseguire le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, vengono descritti i legami costitutivi da adottare nelle analisi non lineari per definire la risposta dei singoli pannelli murari. In tale passaggio implicitamente il legislatore considera i modelli a telaio equivalente (macromodellazione) come modelli

di riferimento per le analisi delle strutture in muratura. Tuttavia sono ammessi modelli più sofisticati se adeguatamente documentati.

Il legame viene pertanto completato dall'inserimento di un meccanismo di collasso: coerentemente con la normativa sono definite deformazioni massime (*drift*) accettabili per il pannello, dovute ai meccanismi di taglio e pressoflessione.

Questi *drift* vengono considerati separatamente all'interno del macroelemento considerando gli spostamenti e le rotazioni corrispondenti alla porzione centrale, in cui è concentrata la deformabilità a taglio, e alle porzioni di estremità, in cui si verifica la pressoflessione:

$$\delta^{Taglio} = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \varphi_e \quad (3.1)$$

$$\delta^{Pressoflessione} = \frac{(\phi_i + \phi_j)}{2} + \varphi_e \quad (3.2)$$

Se questi valori massimi di deformazione vengono superati, il pannello non è più ritenuto in grado di sopportare azioni orizzontali e quindi viene ridotta o annullata la sua capacità resistente.

L'elemento viene quindi sostituito da una biella in grado di trasmettere ancora forze normali, ma senza alcuna resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

La norma suggerisce una modellazione a trave non lineare dei pannelli murari secondo un modello a plasticità concentrata che preveda la formazione di cerniere plastiche agli estremi (a flessione) e al centro (a taglio). Le cerniere, in relazione alla loro posizione, simulano i meccanismi di rottura a taglio e flessione per il pannello murario. Le relazioni di legame che consentono di modellare le cerniere vengono fornite implicitamente dalla norma, la quale ammette un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico del pannello murario, definendo gli spostamenti ultimi a seconda del tipo di meccanismo. Per i maschi murari tali limiti sono espressi in termini di spostamenti relativi tra l'estremità inferiore e superiore dei singoli pannelli (**Fig. 3.4**) considerata l'altezza h degli stessi (§ C8.7.1.4 *Edifici esistenti in muratura*).

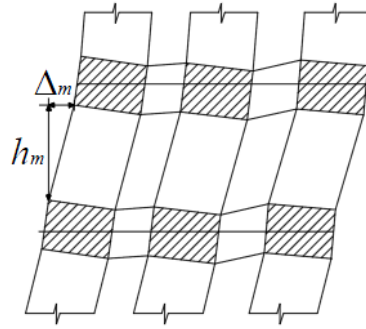


Fig. 3.4. Calcolo del drift limite.

Per la verifica allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*, qualora si esegua l'analisi non lineare: lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0,4% dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6%, nel caso di rottura per pressoflessione:

$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0,004 & \text{Taglio} \\ 0,006 & \text{Pressoflessione} \end{cases} \quad (3.3)$$

Per le procedure agli *SLE* valgono ovviamente gli stessi limiti essendo la curva di capacità la stessa.

3.3.1 L'elemento maschio murario non lineare

Nell'ottica di una modellazione della parete mediante il telaio equivalente, i maschi murari sono gli elementi verticali deformabili posti tra due aperture appartenenti allo stesso livello dell'edificio. In particolare, il pannello maschio avrà larghezza B e altezza efficace $H = H_{eff}$ della parte deformabile pari al tratto di elemento compreso tra due nodi rigidi successivi.

La norma suggerisce di modellare la risposta sismica non lineare del generico pannello maschio attraverso un legame costitutivo taglio-spostamento (V - δ) bilineare elastico perfettamente plastico (**Fig. 3.5**). Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finché non si verifica uno dei possibili meccanismi di rottura (pressoflessione, taglio per fessurazione e taglio per scorrimento). La condizione di crisi si ha quando, per effetto dell'azione sismica orizzontale, si raggiunge un valore del taglio ultimo V_u nel pannello corrispondente al minimo tra i valori corrispondenti ai meccanismi a flessione e taglio, su citati:

$$V_u = \min (V_f; V_t) \quad (3.4)$$

Taglio ultimo a pressoflessione:

$$V_f = \frac{M_u}{h_o} = \left(\frac{B^2 \cdot s \cdot \sigma_o}{2 \cdot h_o} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{0,85 f_d} \right) \quad (3.5)$$

Resistenza a taglio per fessurazione diagonale:

$$V_t = B \cdot s \cdot \frac{1,5\tau_{od}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1,5\tau_{od}}} = B \cdot s \cdot \frac{f_{td}}{p} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{td}}} \quad (3.6)$$

Resistenza a taglio per scorrimento:

$$V_t = f_{vd} \cdot B' \cdot s \quad (3.7)$$

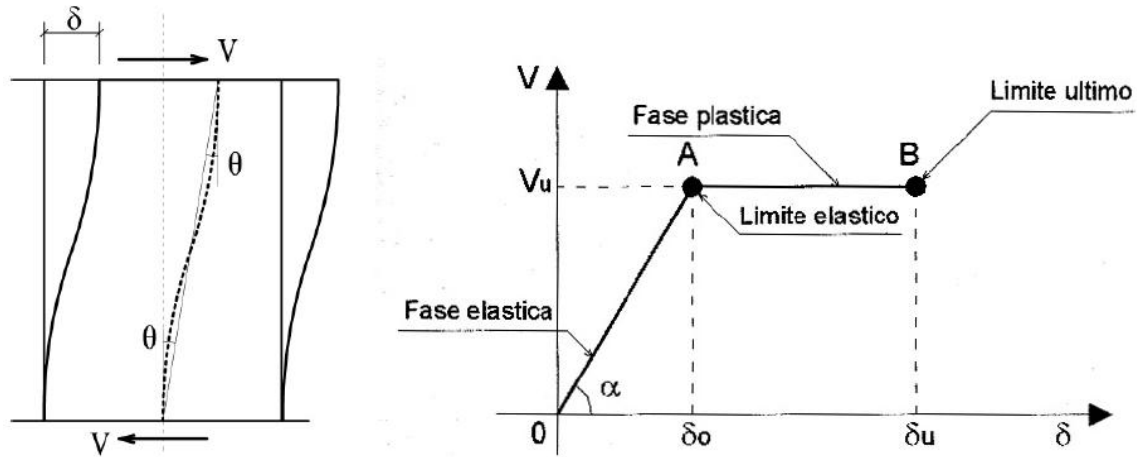


Fig. 3.5. *Legame costitutivo taglio-spostamento (V - δ) bilineare elastico perfettamente plastico del maschio murario.*

Nella fase iniziale dell'analisi, quando i carichi orizzontali sono nulli, i maschi murari sono soggetti ai soli carichi verticali, per cui è possibile ipotizzare per semplicità che in ognuno di essi sia presente il solo sforzo normale N . Sotto questa condizione lo spostamento orizzontale in testa all'elemento risulta nullo ($\delta = 0$). Incrementando il taglio sismico, l'elemento si deforma flessionalmente ($\delta > 0$) aumentando taglio e momento (V ; M).

In fase elastica lineare l'elemento ha una rigidezza k che tiene conto sia della deformabilità a flessione che a taglio e subisce spostamenti reversibili. Raggiunta la condizione in (A), si raggiunge la resistenza a taglio dell'elemento V_u nei confronti di uno dei tre meccanismi possibili (generalmente il meccanismo è quello a cui corrisponde la resistenza minima tra quelli a flessione e taglio). Tale istante coincide con il raggiungimento dello spostamento limite elastico δ_o , calcolato in relazione alla rigidezza k dell'elemento:

$$\delta_o = \frac{V_u}{k} \quad (3.8)$$

Ulteriori incrementi di carico implicano la plasticizzazione dell'elemento con formazione delle cerniere plastiche (a taglio o flessione in relazione al meccanismo verificatosi).

Cambia quindi lo schema statico con una redistribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni.

A partire dalla condizione di snervamento (A), l'elemento può subire solo ulteriori deformazioni plastiche δ a taglio V_u costante, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo δ_u corrispondente alla condizione di collasso del pannello. Quando l'elemento raggiunge la fase plastica (AB), a seguito della formazione delle cerniere di estremità, se l'elemento è compresso reagisce solo ad azioni assiali, se l'elemento è teso deve essere eliminato in quanto non reagisce a nessuna sollecitazione.

Per ogni incremento del carico sismico orizzontale, si ha necessariamente una variazione dello sforzo normale (e quindi la tensione normale $\Delta\sigma_o$) nei maschi murari del telaio. Ciò implicherebbe una variazione del valore dei tagli ultimi $V_u(\sigma_o)$ per ciascun pannello, con la necessità di ricalcolare ad ogni passo dell'analisi il legame non lineare ($V-\delta$). Tale condizione rende il calcolo estremamente complesso, con un onere computazionale notevole. Generalmente, trascurando tale variazione ΔN (come nel vecchio metodo *POR*) e adottando un unico valore della resistenza a taglio V_u dell'elemento calcolata all'inizio della procedura non lineare, l'errore che si commette è trascurabile in presenza di edifici bassi (1 o 2 livelli) e per azioni sismiche di modesta entità. Viceversa per edifici molto alti (3 o 4 livelli) in presenza di azioni sismiche notevoli, le variazioni di sforzo normale nei ritti diventano elevate.

3.3.2 L'elemento fascia di piano (trave di accoppiamento) non lineare

Nell'ottica della modellazione di una parete mediante il telaio equivalente, le fasce murarie sono gli elementi orizzontali deformabili posti al di sopra delle aperture, le quali svolgono funzione di accoppiamento tra due maschi murari. Il loro contributo resistente deve essere considerato solo se all'interno delle stesse sono presenti elementi in grado di resistere a trazione (cordolo, architrave ben ammorsata, catena). Solo in tal caso è possibile inserirle come macroelementi orizzontali nello schema resistente. Anche

per le fasce si deve ricavare la larghezza efficace $L = L_{eff}$ della parte deformabile pari al tratto di elemento compreso tra due nodi rigidi della parete (luce libera tra le aperture).

Solo se è verificata la funzione di accoppiamento, la norma consente di modellare la risposta sismica non lineare del generico pannello di fascia attraverso un legame costitutivo taglio-spostamento ($V-\delta$) bilineare elastico perfettamente plastico, identico a quello visto per i pannelli di maschio.

Si suppone cioè che il pannello di fascia abbia comportamento lineare elastico finché non si verifica uno dei possibili criteri di rottura (pressoflessione e taglio). La condizione di crisi si ha quando, per effetto dell'azione sismica orizzontale, si raggiunge un valore del taglio ultimo V_u nel pannello corrispondente al minimo tra i valori corrispondenti ai due meccanismi sopra citati:

$$V_u = \min (V_p; V_t) \quad (3.9)$$

Taglio ultimo per meccanismo a pressoflessione:

$$V_p = \frac{2M_u}{L} \text{ con } M_u = \left(\frac{H_p \cdot h}{2} \right) \cdot \left[1 - \frac{H_p}{0,85 f_{nd} \cdot h \cdot t} \right] \quad (3.10)$$

Resistenza a taglio per scorrimento

$$V_t = f_{vdo} \cdot h \cdot s \quad (3.11)$$

Nel caso delle fasce la norma consente l'utilizzo degli stessi limiti di spostamento visti per i maschi. Ciò è vero per fasce realizzate con muratura in pietrame identica a quella dei maschi. Nella realtà, al fine di tener conto della possibilità di un comportamento a taglio estremamente fragile delle fasce rispetto a quello visto per i maschi (soprattutto per fasce con muratura in mattoni per compressione parallela ai letti di malta), è conveniente far coincidere lo spostamento ultimo a taglio con il limite elastico ($\delta_e = \delta_u$): legame costitutivo elasto-fragile dei pannelli di fascia (**Fig. 3.6**).

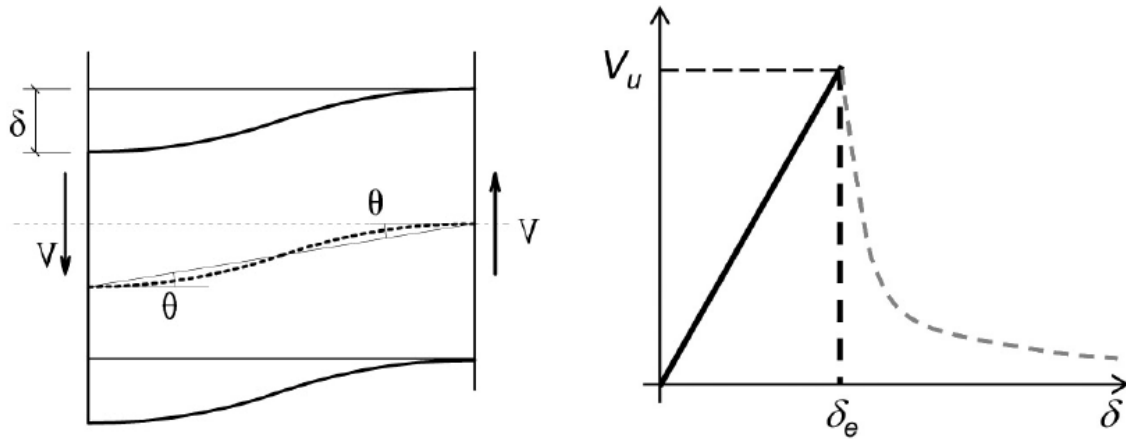


Fig. 3.6. Legame costitutivo taglio-spostamento (V - δ) elasto-fragile del pannello di fascia.

3.3.3 L'elemento trave non lineare in muratura

Tra i software più evoluti per l'analisi di modelli a telaio equivalente di strutture in muratura si farà riferimento al solutore *3Muri* della *S.T.A. DATA*, il quale implementa l'elemento *trave non lineare* per la modellazione dei pannelli murari (valido sia per gli elementi maschio che fascia).

Tale modello è alternativo al modello a macroelementi visto in precedenza. Esso implementa il legame elastico perfettamente plastico di normativa, associandolo alla risposta di un elemento trave a sei gradi di libertà con resistenza limitata e degrado della rigidità in fase non lineare (**Fig. 3.7**).

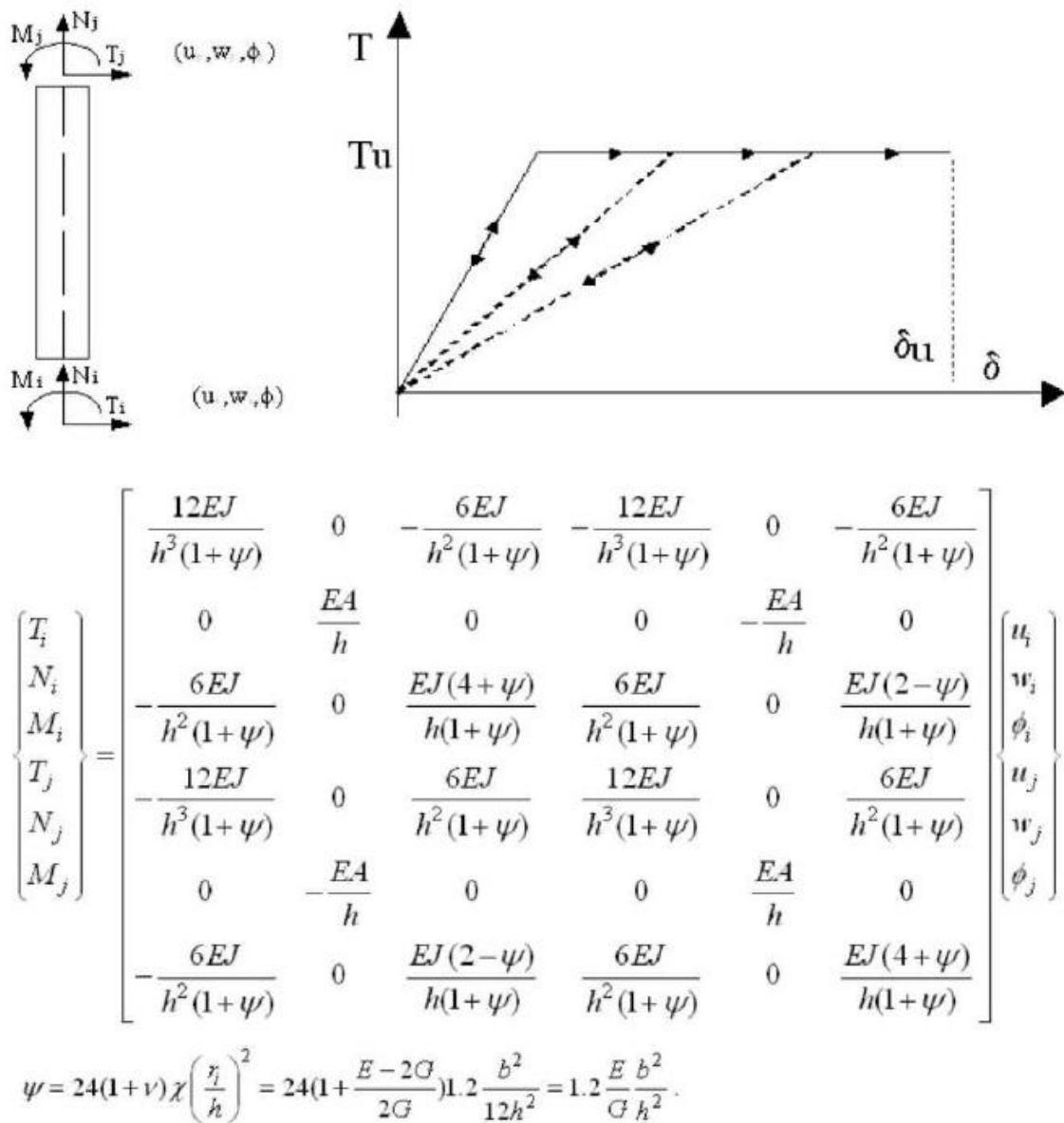


Fig. 3.7. Elemento trave non lineare in muratura, da manuale 3Muri S.T.A. DATA.

Per ciascun elemento la pendenza del ramo elastico è determinata direttamente a partire dal calcolo dei contributi di rigidezza a taglio e flessionale, determinabili sulla base delle proprietà meccaniche e geometriche (modulo elastico di Young E , modulo a taglio G e geometria del pannello). I differenti contributi vengono opportunamente assemblati nella matrice di rigidezza elastica del singolo elemento [10].

I limiti elastici in termini di resistenza, relativi ai meccanismi di rottura considerati, coincidono con il valore ultimo, poiché vige l'ipotesi di assenza di incrudimento. I mec-

canismi di rottura sono quelli per pressoflessione, taglio con fessurazione diagonale e taglio-scorrimento.

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico che mette in relazione lo sforzo normale N e il momento ultimo M_u (**Fig. 3.8**), secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione e assumendo un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni (stress-block rettangolare con coefficiente pari a 0,85).

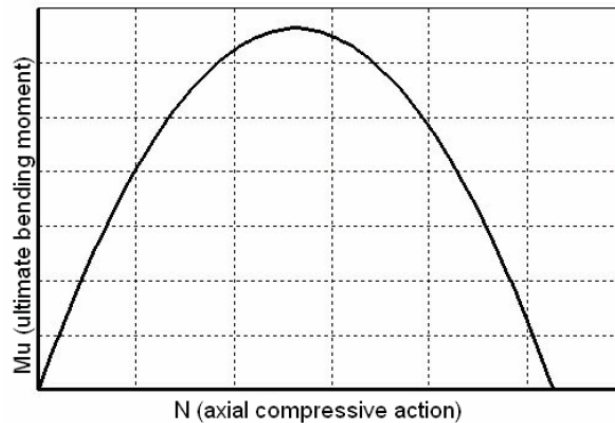


Fig. 3.8. Dominio di resistenza a pressoflessione.

Tale dominio è espresso dalla seguente relazione (§ 7.8.2.2.1 NTC 08):

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right) = \frac{N l}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right) \quad (3.12)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

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

t è lo spessore della zona compressa della parete;

σ_0 è la tensione normale media di compressione riferita all'area totale della sezione;

f_d è la resistenza di calcolo a compressione della muratura, pari, in analisi statica non lineare e per edifici esistenti, alla resistenza media a compressione f_m ridotta secondo il livello di conoscenza acquisito per mezzo del fattore di confidenza FC ;

N_u è la forza normale massima sopportabile dal pannello, pari a $0,85 f_m l t$.

La resistenza a taglio-scorrimento, in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb (**Fig. 3.9**), è definita mediante la seguente espressione (§ 7.8.2.2.2 *NTC 08*):

$$V_u = l' \cdot t \cdot f_v = l' \cdot t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' \cdot t \cdot f_{v0} + \mu N \quad (3.13)$$

Dove l' è la lunghezza della parte di sezione compressa del pannello, t è lo spessore del pannello, f_v è la resistenza a taglio della muratura, f_{v0} è la resistenza della muratura in assenza di compressione, μ è il coefficiente di attrito (solitamente assunto pari a 0,4) e σ_n è lo sforzo normale di compressione, riferito all'area efficace.

In caso di analisi statica non lineare, in accordo con la normativa vigente, la resistenza a taglio f_v deve essere divisa per il fattore di confidenza FC che deriva dal livello di conoscenza della struttura raggiunto.

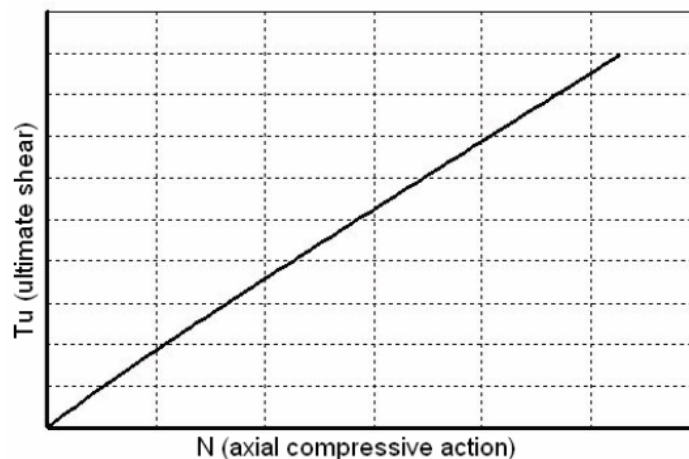


Fig. 3.9. Criterio di Mohr-Coulomb per la resistenza a taglio.

Infine, la resistenza a taglio per fessurazione diagonale, in accordo con il criterio di Turnšec Cacovic (**Fig. 3.10**), risulta (§ C8.7.1.5):

$$V_u = l t \frac{1,5\tau_{od}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1,5\tau_{od}}} = l t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_{td}}} = l t \frac{1,5\tau_{od}}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_{od}l t}} \quad (3.14)$$

Dove l è la lunghezza del pannello, t è lo spessore, σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, f_{td} è il valore di progetto della resistenza a trazione per fessurazione diagonale, τ_{od} è la resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1,5\tau_{od}$), mentre b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, che dipende dalla snellezza del pannello:

$$b = \begin{cases} 1,5 & \frac{h}{l} > 1,5 \\ \frac{h}{l} & 1 \leq h/l \leq 1,5 \\ 1 & \frac{h}{l} < 1 \end{cases} \quad (3.15)$$

dove h è l'altezza del pannello.

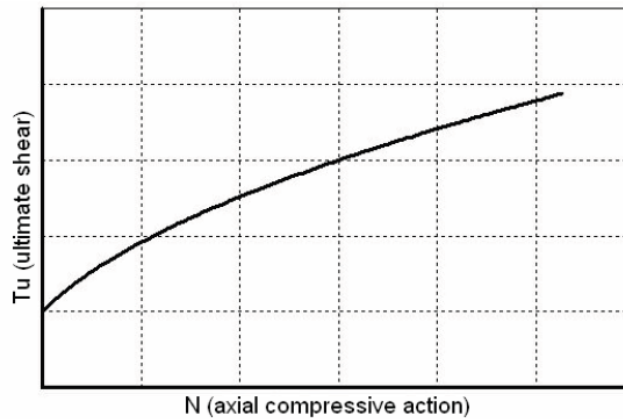


Fig. 3.10. Criterio di resistenza secondo Turnšec e Cacovic.

L'elemento trave si fonda su una correzione di tipo non lineare, a partire dalla previsione elastica, operata confrontando le sollecitazioni con i limiti di resistenza conseguenti ai criteri sopraesposti ed effettuando poi, nel caso in cui tale limite sia superato, un'opportuna redistribuzione delle caratteristiche di sollecitazione di taglio e momento flettente alle estremità, in modo tale da garantire l'equilibrio dell'elemento stesso.

Si sottolinea la dipendenza dei limiti ultimi di resistenza dallo sforzo normale di compressione: ne consegue che tali valori di confronto non sono una proprietà costante dell'elemento, ma variano durante l'analisi a seguito della redistribuzione delle azioni sugli elementi coinvolti nel contributo all'equilibrio globale del sistema strutturale.

Nella **Fig. 3.11** si riporta un grafico riassuntivo dei tre criteri che il programma utilizza e della loro reciproca interazione.

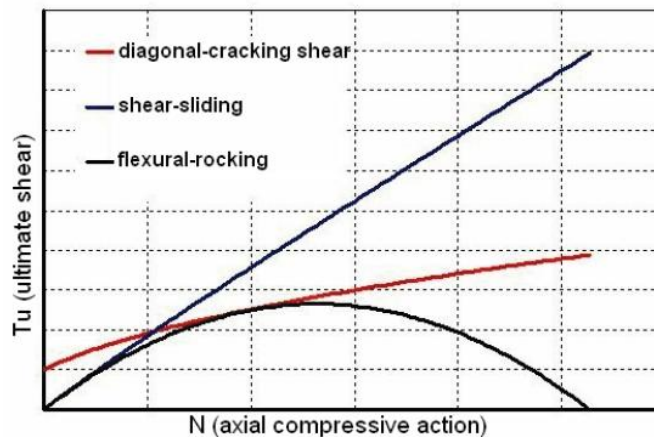


Fig. 3.11. Riepilogo dei criteri di resistenza.

I criteri di resistenza precedentemente esposti si basano sulla valutazione dell'effettivo stato di compressione nei pannelli. Quest'ultimo può non essere correttamente valutabile nelle fasce di piano.

In questo caso, la resistenza delle fasce può essere valutata come (§ 7.8.2.2.3 NTC 08):

$$V_u = h t f_{vdo} \quad (3.16)$$

dove h è l'altezza della sezione della trave, t lo spessore ed f_{vdo} è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_u = \frac{hH_p}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0,85f_{hd}h t} \right] \quad (3.17)$$

dove H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente e $0,4f_{hd}h t$, con f_{hd} resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

Il collasso dell'elemento trave non lineare di muratura è fissato in corrispondenza del raggiungimento del valore ultimo di spostamento, determinato in termini di *drift* secondo i limiti previsti per il meccanismo di rottura associato.

A seguito del collasso, il contributo dell'elemento all'equilibrio globale è considerato esclusivamente legato alla sua capacità residua di sopportare i carichi verticali.

A differenza del macroelemento, però, descritto nel paragrafo precedente, l'elemento trave non lineare non dispone di alcun grado di libertà interno che consenta di separare il contributo al *drift* associato ai meccanismi di taglio e pressoflessione.

La semplicità della formulazione di tale elemento ha sicuramente il pregio di garantire un processo di convergenza particolarmente efficace in termini di oneri computazionali ai fini di analisi statiche non lineari monotone, come la pushover.

Tuttavia, proprio perché semplificato e quindi più cautelativo nei confronti della stima delle risorse dei pannelli, l'elemento trave non consente di cogliere in dettaglio alcuni aspetti del reale comportamento dei pannelli murari.

3.4. La modellazione tridimensionale a macroelementi

Al fine di una corretta simulazione della risposta sismica di un edificio in muratura, è necessario comprendere e identificare la struttura resistente ai carichi verticali e orizzontali, tipicamente costituita dalle pareti verticali e dagli orizzontamenti (solai, volte e coperture).

Alle pareti si attribuisce il ruolo di elementi resistenti sia nei confronti dei carichi verticali che orizzontali. Agli orizzontamenti, invece, si attribuisce il ruolo di trasmettere alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

Ogni parete è schematizzata attraverso un modello a telaio, come previsto dalla norma, in cui si individuano maschi murari verticali e travi in muratura (archittravi o fasce di piano) collegati da porzioni considerate rigide.

Per quanto riguarda la modellazione degli impalcati, invece, il software *3Muri* considera i solai, con riferimento alle tipologie più ricorrenti (comprese le volte), come elementi finiti di superficie con comportamento membranale, in grado di trasmettere sforzi nel piano.

I solai presentano comportamento anisotropo, per tenere conto delle diverse rigidità nelle due direzioni principali, ossia nella direzione di orditura e nella direzione ortogonale.

Nei confronti delle azioni orizzontali la modellazione adottata per le pareti trascura il contributo resistente delle stesse in direzione ortogonale al proprio piano, data la notevole flessibilità.

I meccanismi di collasso fuori piano non sono quindi modellati, ma questo, tuttavia, non è un problema in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti, che possono essere limitati con opportuni accorgimenti ed interventi puntuali.

Analogamente, non viene simulata la risposta flessionale dei solai, fondamentale per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale.

I carichi agenti sui solai vengono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di ordinata e delle aree di influenza. Il solaio contribuisce come lastra dotata di un'opportuna rigidità di piano [9].

3.4.1 La modellazione della parete

Per quanto riguarda la modellazione della singola parete, una volta che questa è stata suddivisa in tratti verticali corrispondenti ai vari piani, nota la posizione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura (maschi murari e fasce di piano) in cui si concentrano le deformabilità e il danneggiamento. Queste porzioni di muratura vengono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo (u_x, u_z, rot_y) e due gradi di libertà aggiuntivi interni.

Le restanti porzioni di parete vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi. Questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano.

I nodi sono individuati da una coppia di coordinate (x, z) nel piano della singola parete e dalla quota z corrispondente a quella degli orizzontamenti.

Grazie a tale suddivisione in nodi ed elementi il modello della parete diventa quindi del tutto assimilabile ad un telaio piano (**Fig. 3.12**).

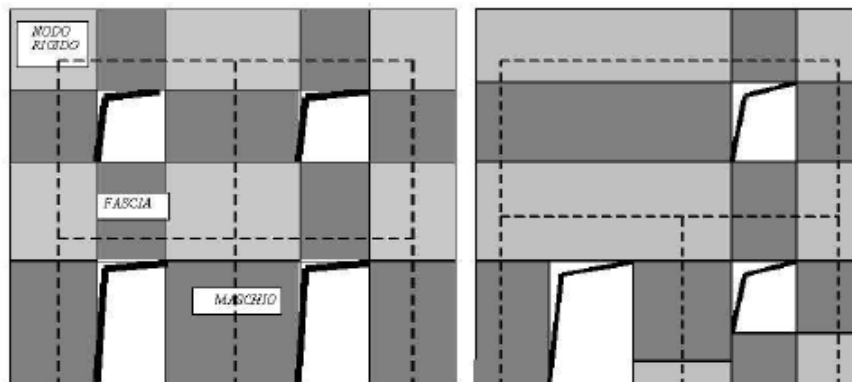


Fig. 3.12. Schematizzazione a telaio equivalente.

Durante l'assemblaggio della parete vengono considerate le eventuali eccentricità tra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi. Gli assi baricentrici degli elementi potrebbero, infatti, non coincidere con il nodo. Di conseguenza nei blocchi rigidi si potrebbe verificare un'eccentricità tra il nodo del modello e quello dell'elemento deformabile (**Fig. 3.13**).

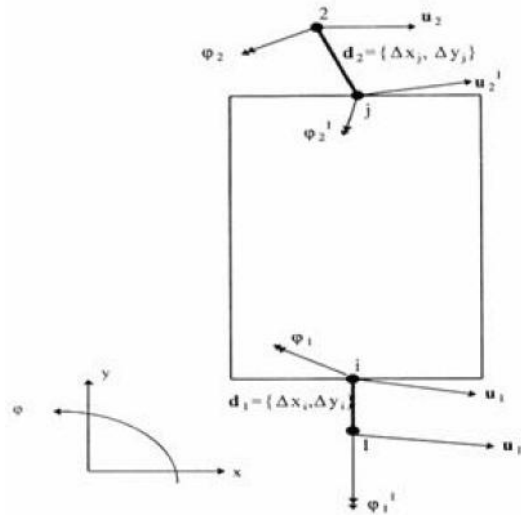


Fig. 3.13. Schematizzazione degli estremi rigidi del macroelemento.

Questa operazione viene effettuata applicando un'opportuna matrice di estremo rigido alla matrice delle rigidezze dell'elemento stesso [8].

3.4.2 La modellazione spaziale

La modellazione a macroelementi delle pareti in muratura sollecitate nel proprio piano, descritta nel paragrafo precedente, costituisce il punto di partenza per la modellazione del comportamento globale della struttura. La modellazione viene effettuata assemblando le pareti modellate nel proprio piano ad altre strutture, ossia agli orizzontamenti, di cui viene, come già detto, modellato il comportamento membranale.

Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidità su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto, però, localmente, dei soli gradi di libertà nel piano (nodi bidimensionali).

In questo modo si perviene ad un modello strutturale essenziale non appesantito dal calcolo della risposta locale fuori del piano, che può comunque essere verificata a posteriori.

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

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

I nodi di connessione appartenenti ad una sola parete mantengono i propri gradi di libertà nel piano del riferimento locale, mentre quelli appartenenti a più pareti, localizzati nelle incidenze di queste ultime, devono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali, **Fig. 3.14**). Questi nodi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidità flessionale delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale Z , in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidità rotazionale locale. I nodi rigidi tridimensionali, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, sono ottenuti come assemblaggio di virtuali nodi rigidi bidimensionali individuati in ciascuna delle pareti incidenti e hanno componenti di spostamento generalizzato secondo cinque gradi di libertà: tre spostamenti (u_x , u_y e u_z) e due rotazioni (ϕ_x e ϕ_y).

Le relazioni tra le cinque componenti di spostamento e rotazione del nodo tridimensionale e le tre del nodo bidimensionale fittizio, appartenente alla singola parete, sono le seguenti [8]:

$$\begin{cases} u = u_x \cos\theta + u_y \sin\theta \\ w = u_z \\ \phi = \phi_x \sin\theta - \phi_y \cos\theta \end{cases} \quad (3.18)$$

in cui con u , w e ϕ si sono indicate le tre componenti di spostamento secondo i gradi di libertà del nodo fittizio appartenente alla generica parete orientata in pianta secondo un angolo ϑ .

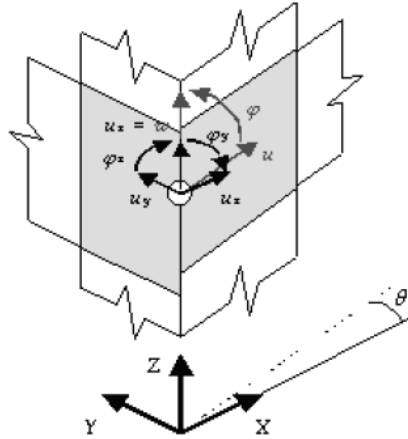


Fig. 3.14. Gradi di libertà del nodo tridimensionale.

Analogamente, anche le forze applicate ai nodi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate ai macroelementi nel loro piano di resistenza.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} F_x = F_k^1 \cos\theta_1 + F_k^2 \cos\theta_2 \\ F_y = F_k^1 \sin\theta_1 + F_k^2 \sin\theta_2 \\ F_z = F_k^1 + F_k^2 \\ M_x = M^1 \sin\theta_1 + M^2 \sin\theta_2 \\ M_y = -M^1 \cos\theta_1 - M^2 \cos\theta_2 \end{array} \right. \quad (3.19)$$

in cui, come riportato nella **Fig. 3.15**, i termini con apice 1 e 2 fanno riferimento rispettivamente ai termini di forza corrispondenti ai nodi virtuali individuati nelle pareti 1 e 2 cui il nodo tridimensionale appartiene.

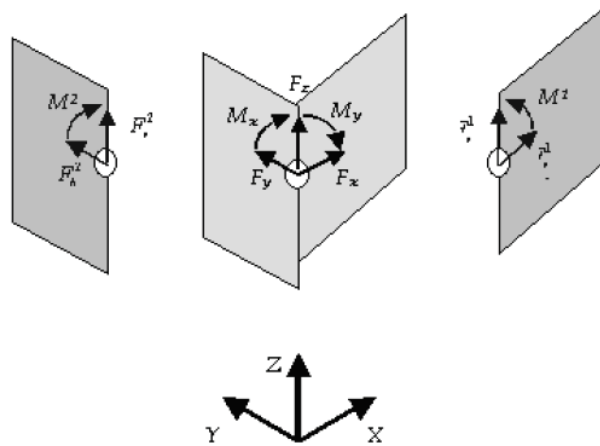


Fig. 3.15. Forze sul nodo a 5 gdl e sui corrispondenti nodi virtuali a 3 gdl.

I solai, infine, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a tre nodi, con due gradi di libertà per nodo (spostamenti u_x e u_y), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico E_1 . Nella direzione ortogonale all'orditura sono, invece, caratterizzati da un modulo elastico E_2 , mentre ν è il coefficiente di Poisson e $G_{2,1}$ è il modulo di elasticità tangenziale.

I termini E_1 ed E_2 rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine $G_{2,1}$ rappresenta, invece, la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

È possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, dal momento che esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale comportamento della struttura.

L'elemento finito di riferimento considerato nella modellazione del solaio è l'elemento piano, in stato piano di tensione, a tre nodi che si vede in **Fig. 3.16**.

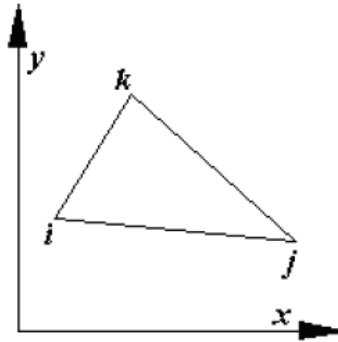


Fig. 3.16. *Elemento a tre nodi.*

L'elemento a quattro nodi è ottenuto come media del contributo delle due coppie di elementi a tre nodi secondo cui è possibile suddividere il quadrilatero (**Fig. 3.17**). In tal modo è possibile modellare con un unico elemento campiture di solaio di forma quadrilatera irregolare con generica direzione di orditura.

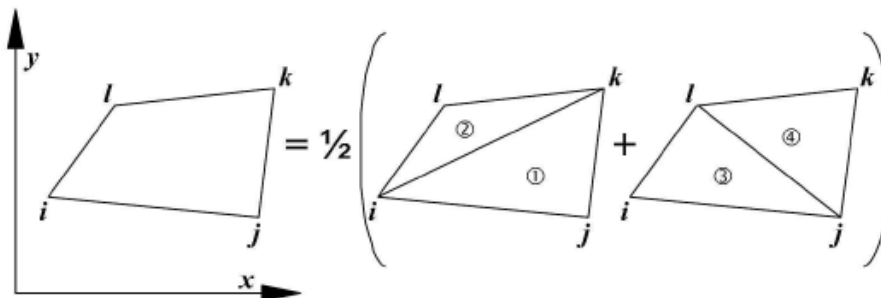


Fig. 3.17. *Elemento a quattro nodi.*

La matrice di rigidezza coinvolge, ovviamente, i soli nodi tridimensionali di incidenza del solaio, mentre il contributo dei carichi verticali (pesi propri o carichi portati) viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti i nodi, anche a quelli a tre gradi di libertà, appartenenti alle pareti di incidenza alla quota di piano del solaio. Tale massa

aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun nodo, tenendo conto della direzione di orditura del solaio [8].

3.5. L'analisi non lineare (pushover) con 3Muri

Il software *3Muri* studia il comportamento “globale” della struttura mediante l'analisi non lineare ed il controllo degli spostamenti, superando la verifica puntuale.

Seguendo le indicazioni della Normativa, la risposta strutturale è quindi descritta in termini di spostamento piuttosto che di forze, tenuto conto della maggiore sensibilità del danneggiamento agli spostamenti imposti.

L'analisi è *statica* poiché la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura ed è *non lineare* a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti che costituiscono la struttura, i quali passano dalla fase elastica alla fase plastica ed infine giungono a rottura.

Il risultato dell'analisi, come più volte detto, è un diagramma del genere riportato nella **Fig. 3.18**.

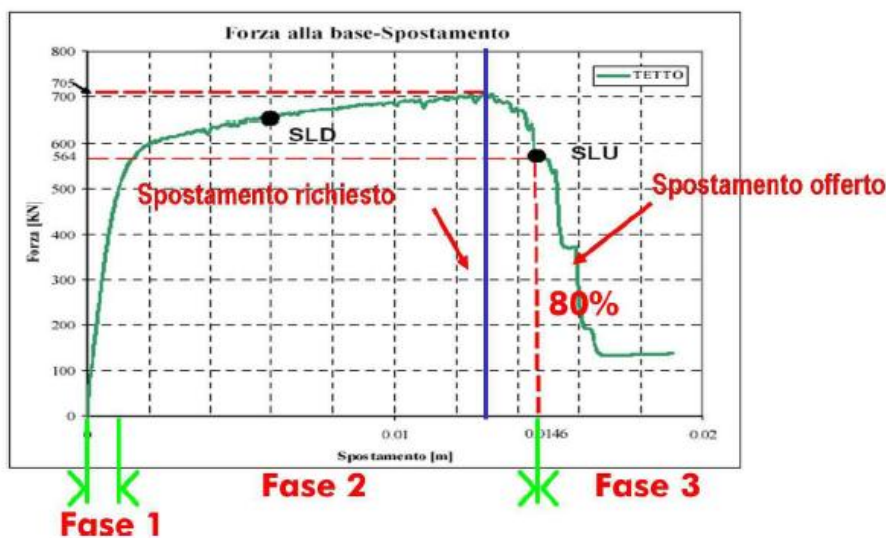


Fig. 3.18. Curva forza alla base – spostamento del nodo di controllo.

Il grafico illustra la curva sforzo-deformazione, in cui sull'asse delle ascisse sono riportati gli spostamenti di un punto significativo della struttura (nodo di controllo) e sull'asse delle ordinate sono riportate le forze corrispondenti. La curva rappresenta, quindi, il comportamento globale della struttura all'aumentare del carico, evidenziandone il comportamento non lineare.

Tale comportamento si può suddividere in tre fasi [8]:

Fase 1 (elastica): il comportamento iniziale è pressoché elastico e gli spostamenti sono proporzionali alle forze.

Fase 2 (progressivo deterioramento): a causa del superamento della fase elastica da parte dei singoli elementi (maschi e fasce) di cui la struttura è costituita si evidenzia la progressiva crescita della forza, sino al picco massimo di resistenza. Segue, quindi, la discesa in quanto si propagano le rotture degli elementi.

Fase 3 (collasso): al superamento di un limite convenzionale (80% del valore del picco massimo di resistenza) la struttura si considera collassata, quindi si è raggiunto lo *Stato Limite Ultimo*, che per le *NTC 08* coincide con lo *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*.

Si individua in questo modo lo *spostamento offerto*, cioè il massimo spostamento che la struttura è in grado di raggiungere prima del collasso.

Tale valore viene poi confrontato con lo *spostamento richiesto*, cioè lo spostamento imposto dalla normativa, in funzione del sito e delle caratteristiche della struttura (Vita Nominale e Classe d'Uso).

Chiaramente, la verifica globale della struttura risulta soddisfatta se lo spostamento offerto è maggiore dello spostamento richiesto.

Analogamente si procede per lo *Stato Limite di Danno (SLD)* e lo *Stato Limite di Operatività (SLO)*.

Queste curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli di isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma (**Fig. 3.19**) e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura [8].

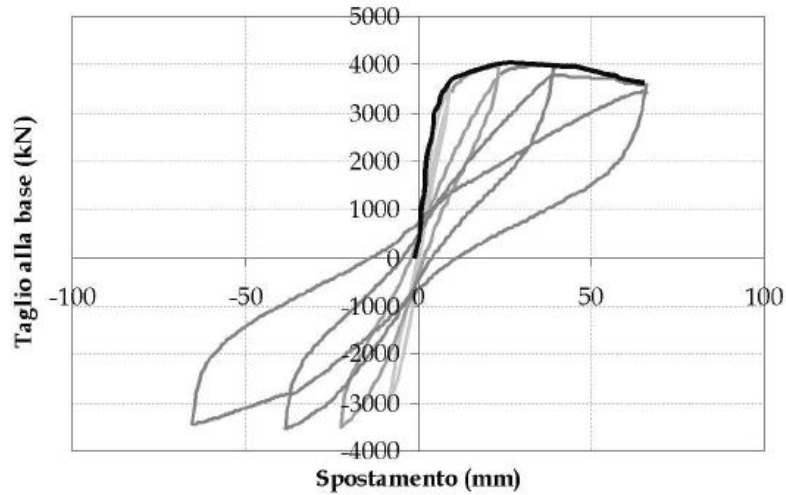


Fig. 3.19. *Involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante un sisma.*

L'analisi statica non lineare (pushover) può essere considerata come l'involuppo dei punti massimi delle curve risultanti da un'analisi dinamica non lineare e consente di analizzare la struttura in tutte le fasi comprese tra la fase iniziale di applicazione del carico sismico fino al completo collasso della struttura.

La **Fig. 3.20** illustra le diverse fasi di cui si compone il calcolo.

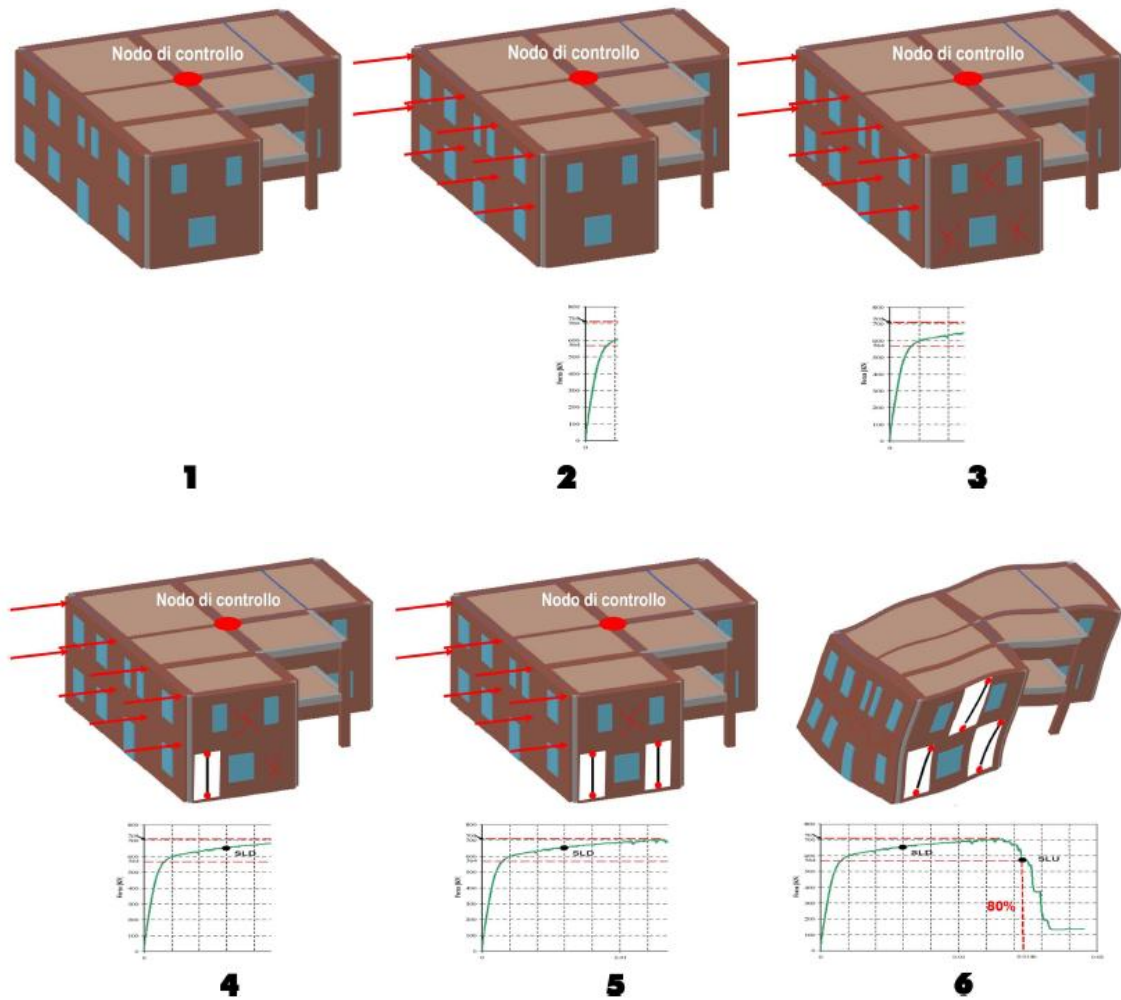


Fig. 3.20. Fasi in cui si sviluppa il calcolo con un'analisi statica non lineare in 3Muri.

Nella *fase 1* la struttura è scarica e viene scelto il nodo di controllo, solitamente individuato in corrispondenza dell'ultimo impalcato e che serve come punto di riferimento per la costruzione della curva forza-deformazione. Il software effettua poi automaticamente la media dei valori di spostamento del piano.

Nella *fase 2* vengono applicate le forze che saranno poi incrementate ad ogni passo.

All'aumentare delle forze (*fase 3*) alcuni elementi subiranno un degrado, passando dalla fase elastica a quella plastica.

Incrementando ulteriormente le forze (*fase 4*), si verificherà il passaggio dalla fase plastica alla rottura. A questo punto l'elemento che ha subito la rottura non viene più con-

siderato in grado di contrastare i carichi sismici orizzontali, ma è ancora capace di sopportare i carichi verticali. Viene quindi sostituito con una biella verticale.

Nella *fase 5* gli elementi collassati aumentano ogni qual volta un maschio o una fascia raggiunge lo stato limite.

La struttura si considera collassata quando nella curva forza alla base-spostamento si raggiunge un valore pari all'80% del valore massimo raggiunto (*fase 6*).

Alla struttura sono applicate due tipologie di carichi: carichi gravitazionali mantenuti costanti ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengono scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale del punto di controllo, fino al collasso della struttura.

Per le forze orizzontali sono previste due condizioni: distribuzione di carico proporzionale alle masse e distribuzione di carico coerente con la prima forma modale, approssimabile, nel caso degli edifici in muratura, con quella adottata nell'ambito dell'analisi statica lineare (**Fig. 3.21**). L'applicazione di almeno due distribuzioni di forze è finalizzata all'individuazione di diversi involucri che siano rappresentativi della risposta strutturale e della differente redistribuzione delle azioni fra gli elementi conseguente all'evoluzione del comportamento in ambito non lineare, influenzata certamente dall'input sismico sollecitante la struttura.

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

Fig. 3.21. Distribuzioni di carico orizzontale applicate in analisi statica non lineare.

In definitiva, per ciascun modello indagato, è necessario compiere 8 analisi.

Finora si è fatto riferimento ad un modello di calcolo che tenesse conto dell'eccentricità propria della struttura, legata alla non coincidenza del baricentro delle masse e di quello delle rigidezze.

Tuttavia, la normativa prescrive di considerare un'ulteriore eccentricità accidentale:

$$e_{ai} = \pm 5\% L \quad (3.20)$$

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

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

3.6. Confronto tra il metodo FME e i metodi POR e FEM

Il *metodo POR* è stato sviluppato negli anni 80, in un periodo quindi di scarsa diffusione dei computer, e nasce con l'obiettivo di rendere possibile l'applicazione di un'analisi incrementale a collasso mediante procedimenti di calcolo manuale, nonostante le difficoltà legate ad un'analisi di questo tipo.

Il *metodo POR* schematizza la struttura in modo molto semplificato, tenendo conto del contributo resistente dei soli elementi murari verticali (gli elementi (1), (2) e (3) indicati in **Fig. 3.22**), senza prendere in considerazione la rigidezza reale delle fasce orizzontali in muratura.

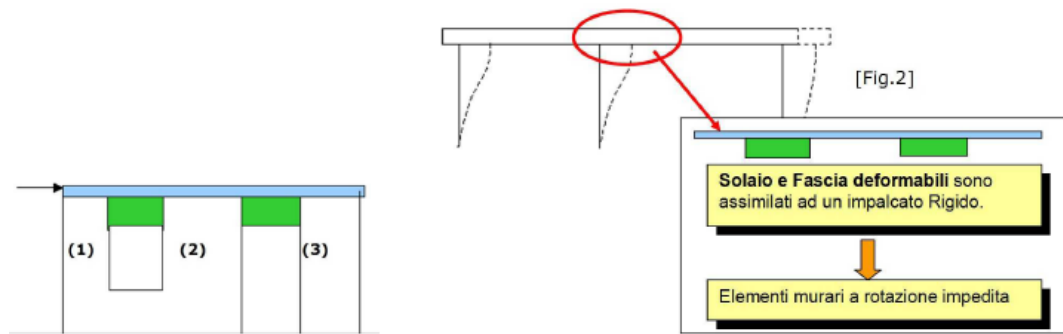


Fig. 3.22. Schema del metodo *POR*.

Ipotesi vincolante del metodo *POR* è la rigidità infinita del solaio nel piano orizzontale come collegamento tra le diverse pareti in muratura in sostituzione dell'effettiva rigidità del sistema solaio e fascia. Ciò significa utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari verticali sono da considerarsi a rotazione impedita all'estremità.

Tale ipotesi comporta una resistenza massima maggiore rispetto a quella che si avrebbe facendo l'ipotesi di solaio e cordolo flessibile, ma si penalizza fortemente la duttilità, parametro molto più significativo della resistenza e che si ottiene proprio grazie alla rotazione delle fasce.

Il metodo *POR* è utile nel caso di progetto di nuovi edifici o nella valutazione della vulnerabilità di costruzioni su cui siano stati eseguiti interventi di adeguamento sismico, ma non consente un'affidabile valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti.

Un edificio in muratura può anche essere analizzato discretizzando le pareti mediante elementi finiti di superficie per mezzo di programmi *FEM* classici.

Un'analisi con *metodo FEM* è tanto più significativa quanto maggiore è il grado di dettaglio della mesh, risulta quindi "mesh dependent" e fortemente condizionata dalle operazioni di definizione del modello [11].

Questo tipo di analisi risulta molto più onerosa in termini computazionali, in quanto i tempi di calcolo dipendono dalle dimensioni del modello, e si può utilizzare soltanto mediante programmi di calcolo automatico.

Nel caso in cui si consideri un legame costitutivo non lineare del materiale, il metodo può prendere in esame il corretto degrado della muratura, riducendo la resistenza degli

elementi danneggiati. La definizione dei parametri richiede però un'accurata conoscenza del materiale muratura ad un livello di dettaglio non esplicitamente contemplato nella normativa, la cui valutazione si può ottenere soltanto mediante accurate analisi sperimentali.

L'assenza di tali parametri o la loro non corretta valutazione porta ad ottenere, come risultato di un'analisi statica non lineare, un curva pushover che non prende in esame il tratto discendente che nasce a causa del danneggiamento strutturale. La normativa, invece, definisce il valore ultimo in corrispondenza al decadimento del taglio del 20% rispetto al valore massimo. Non è, quindi, possibile definire il collasso, in accordo a quanto richiesto dalla normativa.

Inoltre, i risultati di analisi di questo tipo forniscono mappe (**Fig. 3.23**) che mettono in luce il livello tensionale localizzato della muratura. Un valore puntuale di tensione superiore al valore limite non porta alla rottura del pannello murario. Nella norma, infatti, le verifiche sono eseguite in termini di sollecitazione (N , T ed M) e non di tensione puntuale nella muratura. Per eseguire un'analisi ad elementi finiti corretta e coerente è dunque necessario rielaborare i risultati della modellazione tramite operazioni di media e integrazione su tutto l'elemento murario poiché i criteri di resistenza forniti dalla normativa sono espressi in termini globali per il pannello.

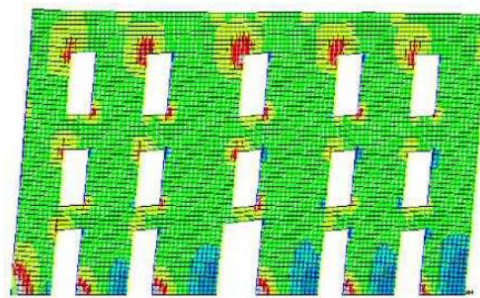


Fig. 3.23. *Mappa a colori (risultato di un'analisi FEM) che mette in luce lo stato tensionale della muratura.*

Una modellazione *FEM*, per le difficoltà che presenta, è indicata per analisi specialistiche di strutture particolari o monumentali (chiese, torri, ponti in muratura), ma non è

adeguata a rispondere alle esigenze di accuratezza, velocità e semplicità di lettura dei risultati, proprie della pratica ingegneristica.

Da quanto finora detto emerge come sia complicato effettuare una verifica con un modello *FEM* rispettando le indicazioni della normativa, che tra l'altro non presenta riferimenti espliciti ad una modellazione dei pannelli mediante discretizzazione in elementi di superficie, ma propone una modellazione a telaio equivalente tridimensionale con maschi, travi in muratura e nodi rigidi, come quella su cui si basa il *metodo FME*, ampiamente discusso nei paragrafi precedenti di questo capitolo.

Grazie a questa tipologia di modellazione si possono individuare i punti deboli della struttura mediante una mappatura colorata, in cui ad ogni colore è associato un livello di danno localizzato, come conseguenza del progressivo caricamento della struttura. La **Fig. 3.24** mostra le scale di colore che individuano i diversi livelli di danneggiamento dei vari elementi strutturali.

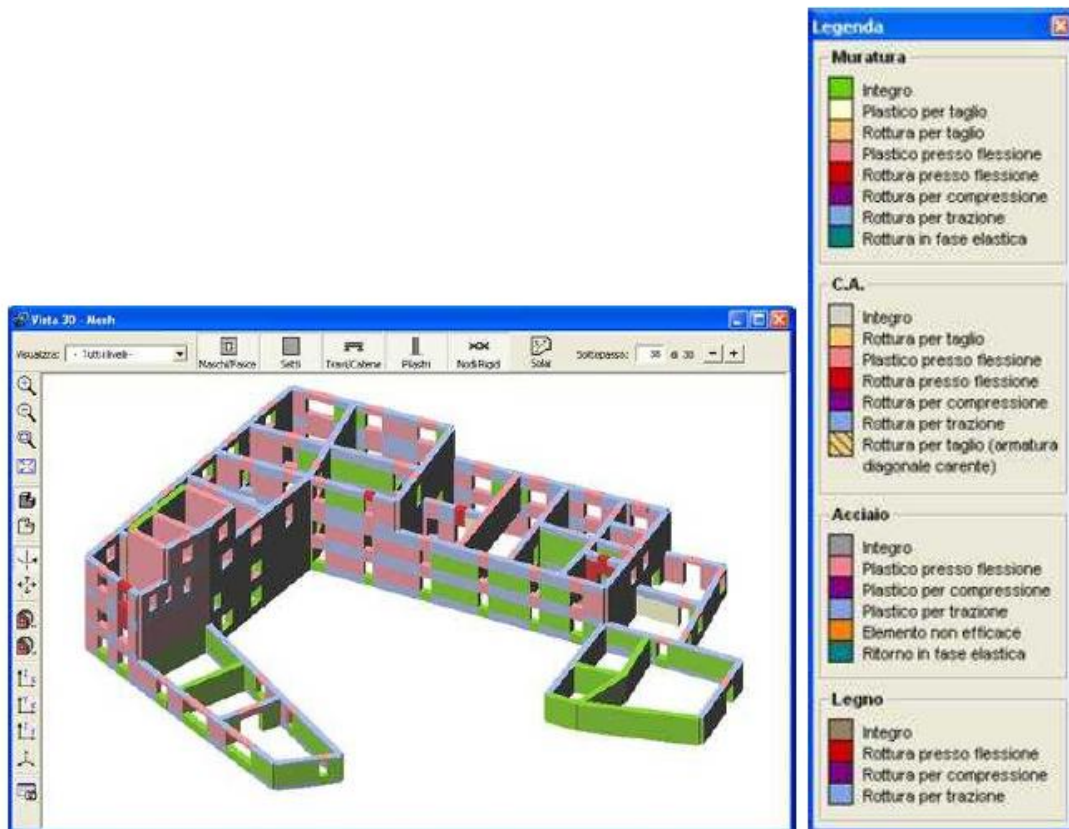


Fig. 3.24. Mappa a colori che individua il livello di danneggiamento di ogni elemento strutturale.

Con questo strumento si possono facilmente individuare le cause di danneggiamento locale e globale per taglio o pressoflessione, potendo intervenire efficacemente per consolidare la struttura o eseguire opere di adeguamento mirato. Inoltre, la notevole velocità di calcolo non lineare è poco sensibile alla dimensione del modello.

4. IL CASO DI STUDIO: SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO “G. PASCOLI”

4.1. Descrizione dell'edificio

Il caso presentato si riferisce ad un complesso di edilizia scolastica ubicato a Galatina, in provincia di Lecce, in via Gioacchino Toma (**Fig. 4.1**). La progettazione originale risale agli anni '45-'50 ed è stata eseguita per soli carichi gravitazionali, in accordo con le norme costruttive vigenti all'epoca. Presenta struttura portante in muratura naturale, costituita da blocchi di tufo.

L'edificio è composto di due piani fuori terra, i quali presentano entrambi una forma in pianta ad U attorno ad un atrio interno, con una superficie coperta di circa 1390 m².



Fig. 4.1. Scuola secondaria di primo grado “G. Pascoli”.



Fig. 4.2. Localizzazione dell'edificio scolastico nel contesto urbano mediante Google Maps.

Il primo livello, posto ad un'altezza di 1,55 m rispetto al piano stradale, presenta un'altezza d'interpiano pari a 5,85 m ed è caratterizzato per lo più da coperture a volta in muratura di varia tipologia (a botte, a padiglione e a spigolo), mentre il secondo livello presenta solai di copertura piani. Questi ultimi sono stati realizzati in tempi differenti con varie quote d'intradosso e con tecniche costruttive diverse. In particolare, le coperture dell'immobile al secondo livello sono distinte in quattro tipologie:

- a) La parte immediatamente prospiciente via G. Toma, di realizzazione più remota e caratterizzata da vani di luce più ampia e a maggiore altezza, è stata realizzata con solaio tipo “SAPALINO” in laterizio armato con ferri di tipo omogeneo di minimo spessore. Buona parte di questo solaio è stata recentemente sostituita con un solaio misto costituito da travetti precompressi e mattoni di alleggerimento in laterizio di altezza pari a 25 cm con interasse pari a 50 cm.

- b) Una seconda tipologia di copertura presente è quella rinvenibile nell’ala ovest. Essa è stata realizzata con travetti gettati in opera e mattoni in M.C.V. di alleggerimento e recentemente è stata sottoposta ad un intervento di consolidamento.

- c) Nell’ala est dell’edificio è stato rinvenuto un solaio di più recente concezione. Trattasi di un solaio parzialmente prefabbricato eseguito con travetti tralicciati prefabbricati con armatura lenta e getto di completamento in opera e mattoni in M.C.V.. Anch’esso è stato sottoposto ad un intervento di consolidamento, ad eccezione della parte relativa ai bagni e al vano scala che, per l’azione aggressiva dell’acqua che ne ha causato il degrado, è stata recentemente sostituita con un solaio latero-cementizio.

Al primo livello è stata, inoltre, rilevata la presenza di un piano ammezzato di altezza 1,80 m in corrispondenza della stanza e di parte del corridoio adiacente il vano scala che si affaccia su via G. Toma.

Nella **Fig. 4.3** sono state evidenziate in verde le parti dell’edificio in cui il solaio di copertura è stato completamente sostituito con un nuovo solaio in latero-cemento. È indicata, inoltre, la nuova orditura dei solai. In arancione sono state invece evidenziate le parti il cui solaio ha subito un intervento di consolidamento.

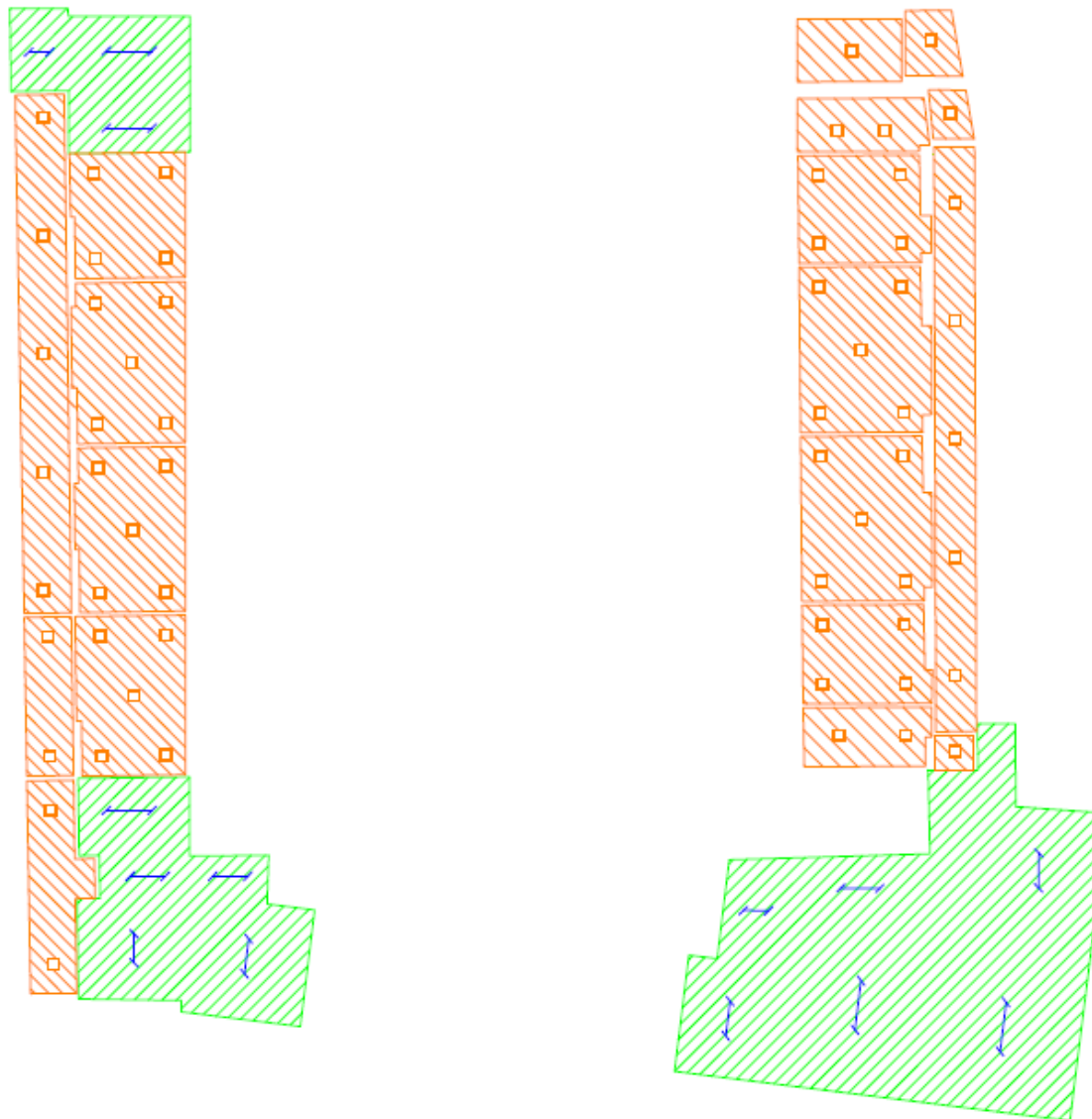


Fig. 4.3. *Pianta di copertura del secondo livello.*

I setti murari presentano spessori variabili da 20 cm a 98 cm. Sono disposti in maniera irregolare e risultano quasi tutti continui dalla prima all'ultima elevazione, ad eccezione di quelli presenti nel corpo centrale dell'edificio. Anche le aperture risultano per lo più disposte in modo regolare. Sono presenti inoltre quattro vani scala interni.

Si riportano di seguito le piante e le sezioni dell'edificio in questione, reperite negli archivi dell'ufficio tecnico del Comune di Galatina.

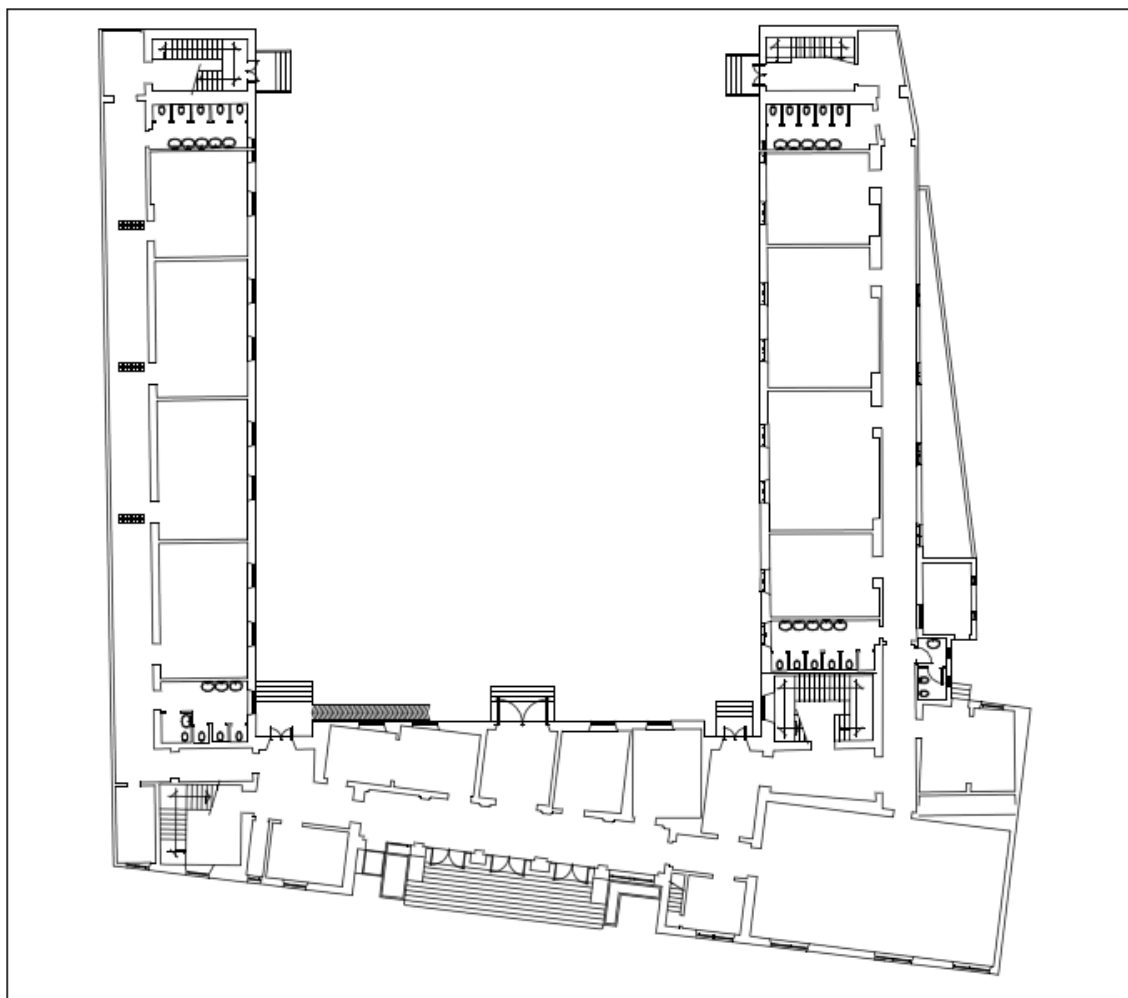


Fig. 4.4. *Pianta del piano terra.*

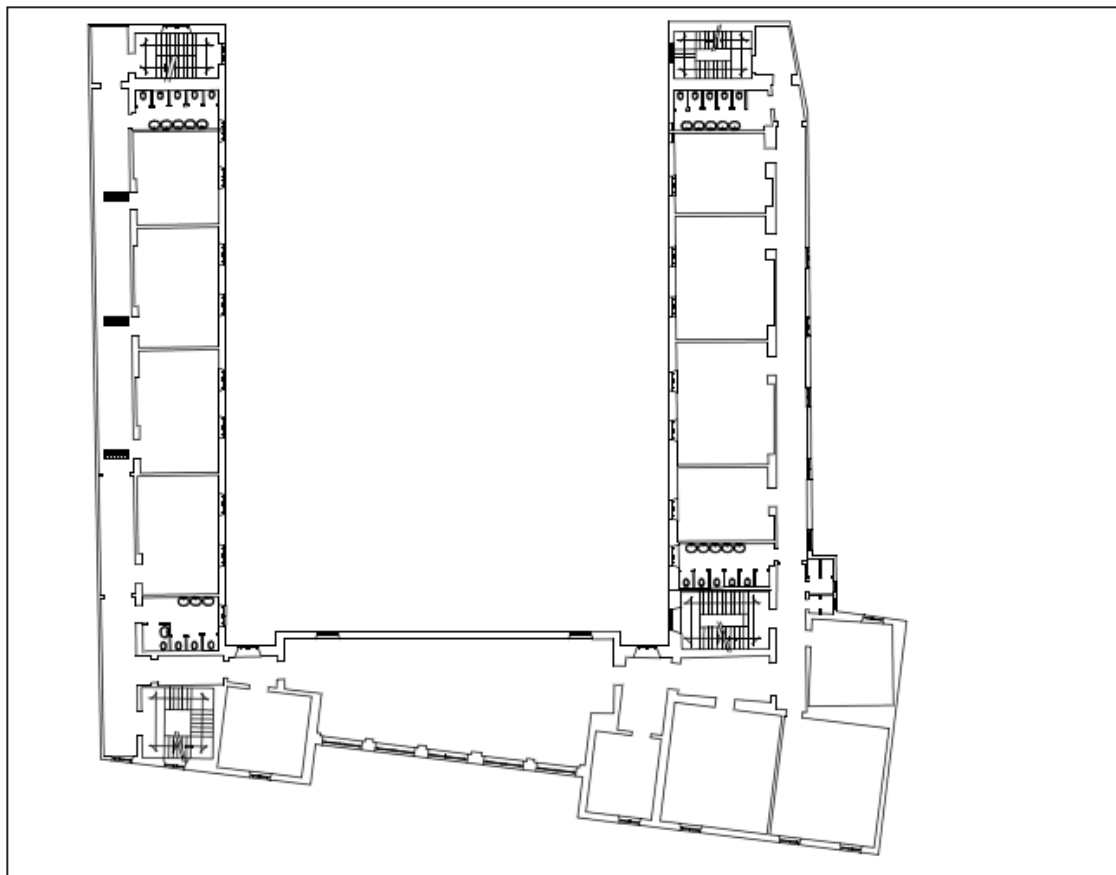


Fig. 4.5. *Pianta del primo piano.*

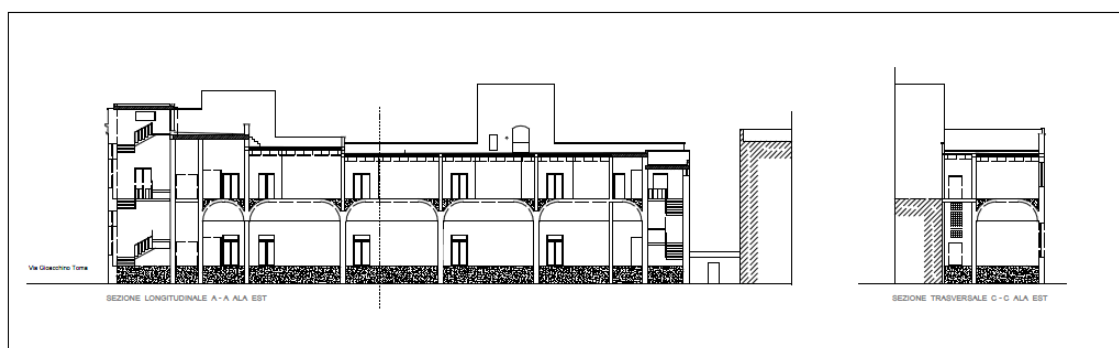


Fig. 4.6. *Sezione longitudinale e trasversale ala est dell'edificio.*

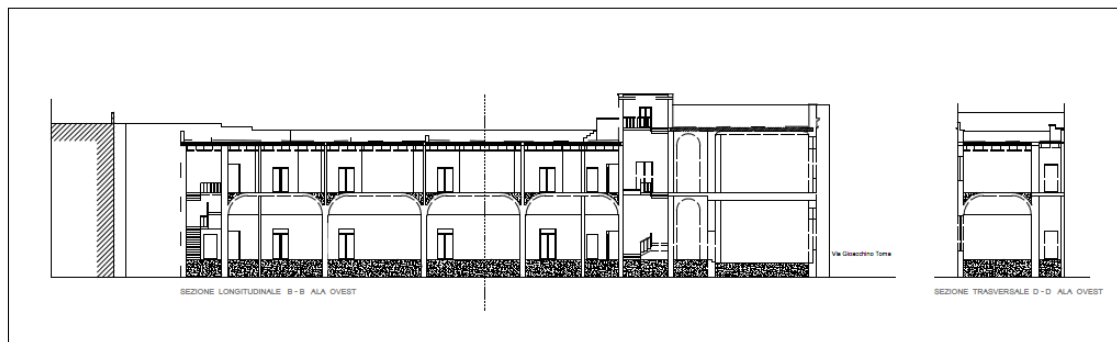


Fig. 4.7. Sezione longitudinale e trasversale ala ovest dell'edificio.

4.2. Dettagli costruttivi e definizione dei materiali strutturali

La presenza di dettagli costruttivi e le caratteristiche dei materiali strutturali sono state determinate attraverso indagini in sito secondo quanto previsto dalla Normativa (§ C8A.1.A Circolare esplicativa n. 617).

I dettagli costruttivi esaminati sono relativi ai seguenti elementi:

- a) Qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) Qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) Esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) Presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) Presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) Tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.).

In particolare, per la struttura in esame, per quanto riguarda i dettagli costruttivi, sono state condotte una serie di ispezioni visive classificabili secondo la suddetta normativa come *verifiche in situ limitate*.

Anche per quanto riguarda le proprietà dei materiali le indagini condotte possono essere classificate come *indagini in situ limitate*, che “servono a completare le informazioni

sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie [4].”

In definitiva, per quanto riguarda i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali, nel caso in esame si è acquisito un *livello di conoscenza LC1*, che si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi e indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali. Di conseguenza il *fattore di confidenza* da adottare è $FC = 1,35$.

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

- Per quanto riguarda le resistenze dei materiali, si assumono i valori minimi degli intervalli riportati nella *Tabella C8A.2.1*, contenuta nella suddetta normativa, in funzione della tipologia muraria presa in considerazione;
- Per quanto riguarda i moduli elastici, si assumono i valori medi degli intervalli riportati nella medesima tabella.

È stata individuata una muratura a conci di pietra tenera (tufo), di cui si riportano le caratteristiche meccaniche nella **Tab. 4.1**, di seguito riportata:

<i>Tipo</i>	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Tufo	140,00	2,80	1080,00	360,00	16

Tab. 4.1. Caratteristiche meccaniche del materiale costituente la muratura.

In cui:

f_m = resistenza media a compressione della muratura;

τ_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.

Si considera, inoltre, una malta di classe M 2,5 con resistenza a compressione pari a 2,5 N/mm².

4.3. *Analisi dei carichi*

L’analisi dei carichi è stata svolta facendo riferimento ai carichi permanenti strutturali e non strutturali e ai carichi variabili agenti sui solai.

In accordo con il § 2.5.1.3 del D.M. 14.01.2008, le azioni prese in considerazione nell’analisi strutturale sono indicate come segue:

- G_1 = azioni permanenti dovute ai pesi propri di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 = azioni permanenti dovute ai pesi propri di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_1 = azioni variabili di lunga durata (carichi accidentali);
- Q_2 = azioni variabili di breve durata (carichi da neve).

Nell’edificio oggetto di studio, come già precedentemente accennato, sono state rilevate diverse tipologie di solaio. Si riportano quindi di seguito le tabelle relative all’analisi dei carichi per ciascuna di esse.

Per quanto riguarda il solaio tipo “SAPALINO” (**Fig. 4.8**), presente nella parte immediatamente prospiciente via G. Toma, non avendo a disposizione alcuna documentazione in merito alle dimensioni degli elementi componenti e non essendo stato possibile effettuare prove specifiche, sono state fatte delle ipotesi al riguardo. In particolare, da una ricerca condotta su tale antica tipologia di solaio, si è appreso che, secondo quanto riportato dal Dott. Ing. Edmondo Protti in “*Solai – soffitti coperti*”, il solaio in questione veniva costruito confezionando a piè d’opera delle travi in laterizio armato che, accoppiate, formavano il cassero delle nervature di calcestruzzo. I laterizi portano delle alette inferiori sulle quali trovano appoggio le tavelline di soffitto spesse 2 cm. Sul lato superiore venivano collocate altre speciali tavelle caratterizzate da risalti a dente in modo da essere completate con un sottile getto cementizio, rasando il conglomerato a filo dei risalti laterizi. Nello stesso tempo si operava il getto delle nervature in modo da conseguire la classica sezione a T.

Nello stesso testo è indicato, per un’altezza pari a 30 cm, un peso totale del solaio pari a $G_1 = 1,65 \text{ kN/m}^2$.

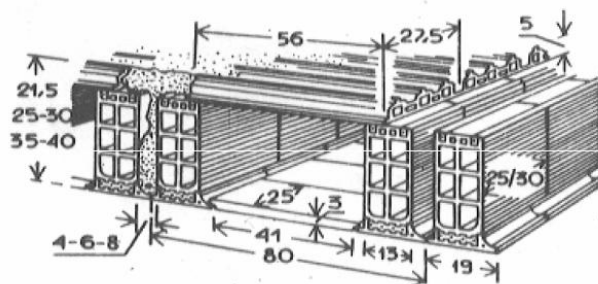
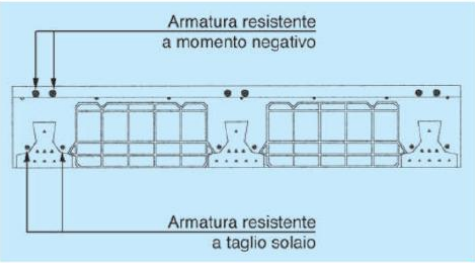


Fig. 4.8. Solaio tipo “SAPALINO”.

Buona parte del solaio di copertura della zona prospiciente via G. Toma è stata recentemente sostituita con un nuovo solaio latero-cementizio. In questo caso per l’analisi dei carichi si è fatto riferimento alla relazione di calcolo e alla relazione descrittiva, entrambe rinvenute negli archivi dell’ufficio tecnico del Comune di Galatina.

Il vecchio solaio è stato sostituito con un solaio misto costituito da travetti precompressi e mattoni di alleggerimento in laterizio di altezza pari a 25 cm con interasse pari a 50 cm. Per la realizzazione del nuovo solaio è stato adottato un calcestruzzo della classe $R_{ck}250$ e travetti *ITO T17/14*, 5° serie. Nella **Fig. 4.9** è riportato uno stralcio della scheda tecnica relativa al solaio in questione, in cui è possibile vedere che, ad un’altezza dello stesso pari ad $H = 25+5$, corrisponde un carico permanente strutturale $G_f = 4,00$ kN/m².

Interasse solaio di calcolo		100 cm		
Altezza travetto		14 cm		
Base travetto		17 cm		
Numero di travetti per nervatura		1		
Numero di travetti per interasse di calcolo		1,82		
Resistenza calcestruzzo in opera		$R_{ck} 250$ Kg/cm ²		
Coefficiente di sicurezza a rottura		1,6		



	Altezza Solaio	Peso Travetti e Blocchi	Peso Solaio in opera	c.l.s. al m ²	MOMENTI MASSIMI DI SERVIZIO					SEZIONE PARZIALIZZATA				
					RIFERITI AD UNA STRISCIA DI SOLAIO LARGA UN METRO (Kg • m)					Ys	Yi	I	Ws	Wi
					1ª Serie 5 A 21	2ª Serie 6 A 21	3ª Serie 7 A 21	4ª Serie 8 A 21	5ª Serie 9 A 21	Cm	Cm	Cm ⁴	Cm ⁵	Cm ³
R c K 2 5 o	H 20+5	123	350	90	3667	4062	4841	5142	5693	10,02	14,97	40049,2	3996,9	1783,2
	H 25+5	136	400	102	4824	5458	6503	6908	7649	12,07	17,92	64398,5	5335,4	2395,6
	H 30+5	148	455	118	5802	6911	8122	8748	9686	14,06	20,93	95269,3	6775,9	3033,8
	H 35+5	166	500	134	6778	8135	9491	10633	11773	15,99	24,01	132758	8302,57	3687,5
	H 40+5	187	555	148	8220	9864	11508	12547	13278	17,88	27,11	176993	9898,9	4351,2

Fig. 4.9. Solaio in latero-cemento.

L'ala ovest dell'edificio presenta un solaio costituito da travetti gettati in opera e mattoni in M.C.V. di alleggerimento (**Fig. 4.10**).

Nella **Tab. 4.2** è riportato il carico permanente strutturale calcolato per il solaio in questione.

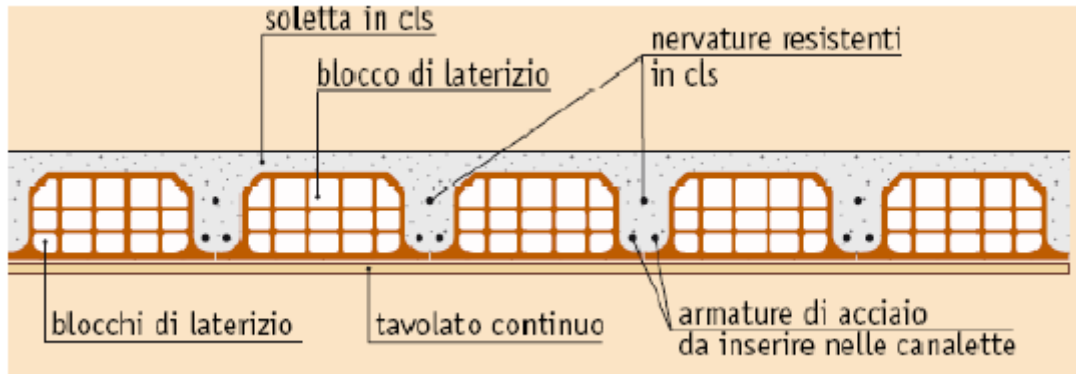


Fig. 4.10. Solaio gettato in opera.

SOLAIO ALA OVEST					
Carichi permanenti strutturali					
Simbolo	Tipo	l (m)	h (m)	γ (kN/m ³)	Peso (kN/m ²)
G11	Soletta	1,00	0,05	25,00	1,25
G12	n. 2 travetti	0,10	0,25	25,00	1,25
G13	n. 2 mattoni di alleggerimento	0,38	0,25	8,00	1,52
Gk1					4,02

Tab. 4.2. Carico permanente strutturale del solaio relativo all'ala ovest dell'edificio.

Infine, l'ala est dell'edificio presenta un solaio parzialmente prefabbricato costituito da travetti tralicciati prefabbricati con armatura lenta e getto di completamento in opera e mattoni in M.C.V. (**Fig. 4.11**).

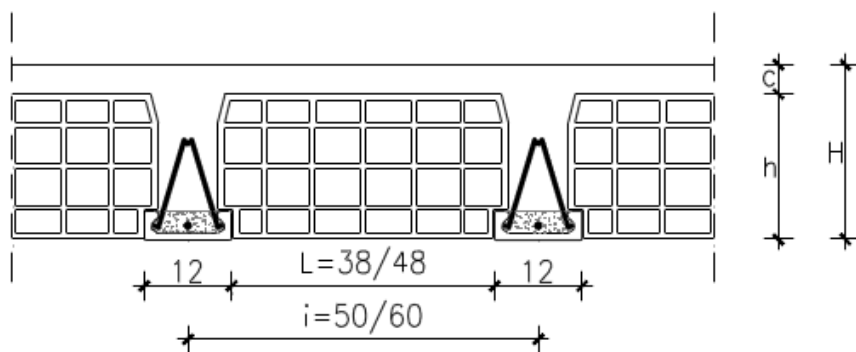


Fig. 4.11. Solaio a travetti tralicciati prefabbricati.

Nella **Tab. 4.3** è riportato il carico permanente strutturale calcolato per il solaio in questione.

SOLAIO ALA EST					
Carichi permanenti strutturali					
Simbolo	Tipo	l (m)	h (m)	γ (kN/m ³)	Peso (kN/m ²)
G11	Soletta	1,00	0,05	25,00	1,25
G12	n. 2 travetti tralicciati	0,12	0,25	25,00	1,50
G13	n. 2 mattoni di alleggerimento	0,38	0,25	8,00	1,52
G_{k1}					4,27

Tab. 4.3. Carico permanente strutturale del solaio relativo all'ala est dell'edificio.

Per quanto riguarda la valutazione dei carichi permanenti non strutturali relativi al solaio di copertura si è fatto riferimento al pacchetto di completamento riportato nelle tavole conservate nell'archivio dell'ufficio tecnico del Comune di Galatina, mentre il pacchetto di finitura del solaio intermedio, non avendo alcuna informazione in merito, è stato ipotizzato.

Nelle tabelle che seguono (**Tab. 4.4** e **Tab. 4.5**) sono riportati i carichi permanenti non strutturali rispettivamente del solaio di copertura e del solaio intermedio.

SOLAIO DI COPERTURA					
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>					
<i>Simbolo</i>	<i>Tipo</i>	<i>l (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>γ (kN/m³)</i>	<i>Peso (kN/m²)</i>
G21	Intonaco	1,00	0,015	20,00	0,30
G22	Lastricato in pietra di Corsi	1,00	0,04	24,00	0,96
G23	Tufina per formazione pendenze	1,00	0,08	15,00	1,20
G24	Polistirene espanso estruso	1,00	0,04	0,26	0,01
Gk2					2,47

Tab. 4.4. Carico permanente non strutturale del solaio di copertura.

SOLAIO INTERMEDIO					
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>					
<i>Simbolo</i>	<i>Tipo</i>	<i>l (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>γ (kN/m³)</i>	<i>Peso (kN/m²)</i>
G21	Intonaco	1,00	0,015	20,00	0,30
G22	Malta bastarda	1,00	0,025	19,00	0,48
G23	Pavimento	1,00	0,02	20,00	0,40
Gk2					1,18

Tab. 4.5. Carico permanente non strutturale del solaio intermedio.

Per quanto riguarda il carico antropico, si è fatto riferimento alla *Tab. 3.1.II* delle *NTC 08*.

Il solaio di copertura appartiene alla *Cat. H Coperture e sottotetti: copertura accessibile per sola manutenzione*, cui corrisponde $Q_{kl} = 0,50 \text{ kN/m}^2$.

Il valore del carico antropico per il solaio intermedio è stato ricavato sempre dalla stessa tabella, tenendo conto che un edificio scolastico appartiene alla *Cat. C1 Ambienti suscettibili di affollamento*, a cui corrisponde $Q_{kl} = 3,00 \text{ kN/m}^2$.

Il valore caratteristico del carico da neve al suolo è stato ricavato facendo riferimento al *D.M. 14.01.2008 § 3.4.2*, in cui il carico provocato dalla neve sulla copertura è valutato mediante la seguente espressione:

$$q_S = \mu_i \cdot q_{Sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 = 0,48 \text{ kN/m}^2 \quad (4.1)$$

dove:

q_S è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, pari a 0,8 per $\alpha = 0^\circ$ (copertura piana), essendo α l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (per un periodo di ritorno di 50 anni), che dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione.

Essendo l'edificio situato a Galatina, in provincia di Lecce (zona di carico da neve III), ad un'altitudine $a_s = 75$ m s.l.m. ≤ 200 m, il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni è pari a $q_{sk} = 0,60$ kN/m².

C_E è il coefficiente di esposizione, utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

L'edificio sorge in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento o altri agenti esterni. Per cui, essendo la classe di topografia normale, si assume $C_E = 1$.

C_t è il coefficiente termico, utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causato dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, si assume cautelativamente $C_t = 1$, come suggerito dalla normativa.

Si ipotizza che il carico neve agisca in direzione verticale.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio, provocando, in generale, effetti dinamici.

Nel caso in esame, essendo l'edificio immerso nel contesto urbano e caratterizzato da due piani fuori terra, si è deciso di trascurare l'azione del vento sulla costruzione, ritenendo che le azioni orizzontali derivanti dal sisma siano preponderanti rispetto a quelle dovute all'azione del vento.

Infine, il contributo fornito dalle scale in termini di massa eccitabile sotto l'azione sismica è stato tenuto in conto applicando dei carichi uniformemente ripartiti sui pannelli murari su cui le stesse trovano appoggio, in base all'area di influenza di ciascuno di essi.

Dalle piante e dalle sezioni rinvenute negli archivi dell'ufficio tecnico del Comune di Galatina, si nota che tutte le scale presentano le stesse caratteristiche geometriche:

- larghezza delle rampe pari a 150 cm;
- pedata $p = 30$ cm;
- alzata $a = 16$ cm.

Si è ipotizzato uno spessore della soletta portante in calcestruzzo armato di 20 cm.

Nella **Tab. 4.6** è riportata l'analisi dei carichi relativa al pianerottolo e alla rampa.

SCALA						
<i>Pianerottolo - Carichi permanenti strutturali</i>						
<i>Simbolo</i>	<i>Tipo</i>	<i>n°</i>	<i>l (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>γ (kN/m³)</i>	<i>Peso (kN/m²)</i>
GP1	Soletta in c.a.	-	-	0,20	25,00	5,00
<i>Pianerottolo - Carichi permanenti non strutturali</i>						
<i>Simbolo</i>	<i>Tipo</i>	<i>n°</i>	<i>l (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>γ (kN/m³)</i>	<i>Peso (kN/m²)</i>
GP21	Intonaco	-	-	0,02	20,00	0,40
GP22	Malta bastarda	-	-	0,02	19,00	0,38
GP23	Marmo	-	-	0,03	27,00	0,81
GP2						1,59
<i>Rampa - Carichi permanenti strutturali</i>						
<i>Simbolo</i>	<i>Tipo</i>	<i>n°</i>	<i>l (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>γ (kN/m³)</i>	<i>Peso (kN/m²)</i>
GR11	Soletta in c.a.	-	-	0,16	25,00	4,00
GR12	Gradini in c.a.	3	0,30	0,16	25,00	3,60
GR1						7,60
<i>Rampa - Carichi permanenti non strutturali</i>						
<i>Simbolo</i>	<i>Tipo</i>	<i>n°</i>	<i>l (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>γ (kN/m³)</i>	<i>Peso (kN/m²)</i>
GR21	Intonaco	-	-	0,02	20,00	0,40
GR22	Malta pedata	3	0,30	0,02	19,00	0,34
GR23	Malta alzata	3	0,01	0,13	19,00	0,074
GR24	Marmo pedata	3	0,32	0,02	27,00	0,52
GR25	Marmo alzata	3	0,02	0,13	27,00	0,21
GR26	Ringhiera	-	-	-	-	0,10
GR2						1,65

Tab. 4.6. Analisi dei carichi per la scala.

Per la scala il carico antropico è assunto pari a $Q_{kl} = 4,00$ kN/m².

4.4. Regolarità della struttura

Per quanto riguarda la regolarità in pianta e in altezza degli edifici in muratura valgono le stesse prescrizioni che la norma impone per le costruzioni in c.a. (§ 7.2.2 NTC 08).

Un edificio è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate [2]:

- a) La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- c) Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nel caso in esame, non essendo soddisfatti i punti a), c) e d), la costruzione non può essere considerata *regolare in pianta*.

Un edificio è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate [2]:

- e) Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla basa alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di [...] pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante.

Nel caso in esame, non essendo soddisfatti i punti e) ed f), la costruzione non può essere considerata *regolare in altezza*.

4.5. Modellazione e calcolo della struttura

Per condurre un'analisi statica non lineare occorre necessariamente impiegare un software idoneo a condurre tale tipo di analisi, sia per la costruzione del telaio equivalente corrispondente alla geometria dell'edificio oggetto di studio sia per la gestione delle non linearità degli elementi costitutivi.

Nel presente lavoro di tesi è stato utilizzato il programma *3Muri*, ideato per eseguire l'analisi statica non lineare degli edifici in muratura.

Nella verifica dell'edificio da esaminare è stato seguito il processo riportato nella **Fig. 4.12**, che si compone di tre fasi (input, analisi e verifica), esposte in dettaglio nei paragrafi che seguono.

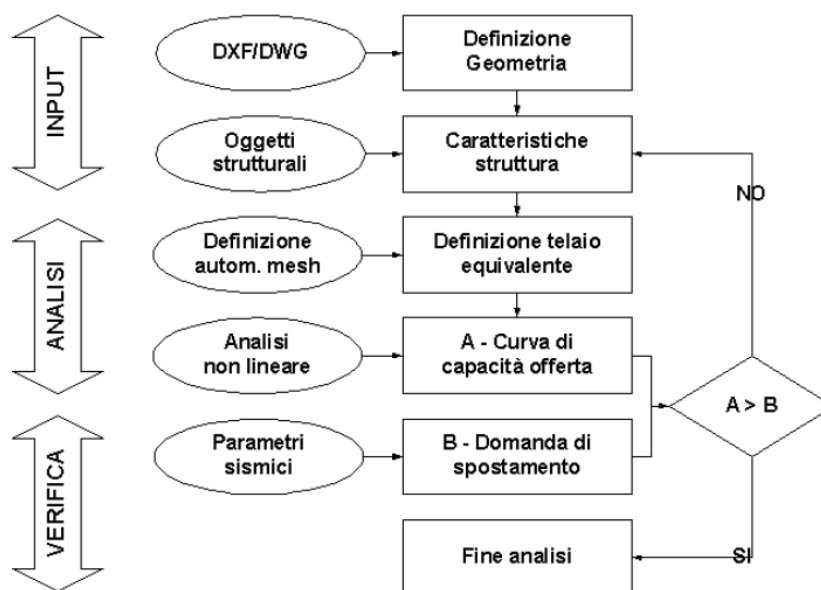


Fig. 4.12. Schema generale del processo di verifica in 3Muri.

4.5.1. Fase di input: modellazione dell’edificio

Nella fase di input vengono introdotti i dati necessari per la realizzazione del modello, che deve rappresentare la miglior sintesi dell’effettivo comportamento della struttura.

Gli edifici esistenti in muratura comprendono un panorama molto creativo: i progettisti, nel corso degli anni, hanno dato sfogo alla loro creatività, adeguandosi alle necessità del momento. La conseguenza è l’irregolarità degli edifici (elementi strutturali disassati, quote sfalsate dei solai, ecc.). Per cui, soprattutto per gli edifici in muratura, il miglior modello per poter poi effettuare le analisi di tipo globale è essenzialmente la miglior schematizzazione, quella cioè che rappresenta in modo sintetico la realtà. Per poter ottenere un risultato veritiero non è per forza necessario eccedere nella schematizzazione dei dettagli perché questa operazione, a volte, può addirittura allontanare dalla realtà (vi sono dei dettagli che possono essere insignificanti o addirittura falsanti per lo scopo per cui si esegue il calcolo). Il motivo per cui viene realizzato il modello è essenzialmente quello di poter fare un’analisi globale dal punto di vista sismico, quindi diventa importante riuscire a schematizzare gli elementi nel modello, sintetizzandolo ed andando a riportare solo quelli che risultano effettivamente efficienti e funzionali all’interno della struttura.

A tal proposito, un primo concetto molto importante riguarda l’allineamento delle pareti. L’edificio oggetto di studio, infatti, mostra delle piccole irregolarità poco significative (deboli cambi di pendenza della muratura, piccolissimi disassamenti degli assi murari) e valutare la loro importanza diventa essenziale perché il dettaglio in più che si va ad inserire non fornisce poi vantaggi dal punto di vista computazionale e di coerenza pratica. Pareti contigue contraddistinte da cambiamenti di pendenza minori di 8° sono state modellate come un’unica parete. Inoltre, alle pareti del secondo livello, che presentano altezze diverse, è stata assegnata un’altezza media, dal momento che il software crea l’elemento parete a partire dal punto a quota massima e procedendo verso il basso.

A partire dalla planimetria di ciascun piano, in cui sono evidenziati asse medio della parete ed aperture, il software *3Muri* permette di generare un modello in cui vengono introdotti la geometria degli elementi strutturali e delle aperture. La struttura è costituita

da “oggetti strutturali” che costituiscono gli elementi resistenti. Gli oggetti previsti per il caso di studio sono pannelli di muratura verticali e solai.

Ogni oggetto è caratterizzato dal materiale che lo costituisce e da ulteriori parametri geometrici:

- *Quota*: la quota massima del pannello;
- *Altezza*: altezza del pannello murario calcolata a partire dal punto a quota massima con direzione verso il basso;
- *Spessore*: individua lo spessore della muratura.

Le proprietà meccaniche della muratura derivano dalla conoscenza più o meno esaustiva del materiale stesso, che può passare attraverso una semplice analisi visiva, quindi con un limitato livello di conoscenza della muratura (*LC1*), o da prove come quella con martinetto piatto o comunque prove che permettano di raggiungere un livello di conoscenza adeguato (*LC2*), fino a prove molto invasive per poter acquisire un livello di conoscenza accurato (*LC3*).

In genere sugli edifici esistenti le prove previste per il livello di conoscenza accurato risultano impraticabili e nella pratica professionale ci si limita a livelli di conoscenza adeguati (neanche questi sempre conseguibili) o limitati (le prove hanno un certo costo e quindi ci si limita ad una semplice analisi visiva). Esiste quindi un certo margine di incertezza per quanto riguarda le rigidità, le resistenze e le deformabilità nel piano del materiale. Questo margine di incertezza aumenta notevolmente quando si considerano le resistenze fuori dal piano. Nella realizzazione del modello bisogna sempre tener presente che i calcoli vengono effettuati sull’ipotesi base di resistenza fuori dal piano nulla dei setti murari. Quindi anche nel caso di una “scatola quadrata”, per le due direzioni principali di azione del sisma (X o Y), le pareti resistenti sono sempre due, quelle parallele alla direzione del sisma (le altre due pareti, ortogonali alla direzione del sisma, non collaborano).

Per quanto riguarda la definizione delle caratteristiche della muratura costituente l’edificio in esame, con riferimento alle indicazioni presenti nell’allegato § C8A.2.1 della Circolare n. 617 del 02-02-2009, si è fatto riferimento ad una tabella che, grazie ad un’analisi visiva che permette di catalogare la tipologia muraria come appartenente ad una certa famiglia (muratura a conci di pietra tenera) e in base alle prove sperimentali

condotte (in questo caso limitate), procede automaticamente al calcolo delle caratteristiche meccaniche del materiale come si può vedere in **Fig. 4.13**.

The screenshot shows the 'Proprietà materiale' window with the following details:

- Tipo:** Muratura
- Nome:** Tufo
- Condizione del materiale:** Esistente (selected)
- Rigidità fessurata:** checked
- Definizione utente:** unchecked
- Tipo legame:** Turnsek/Cacovic

E [N/mm ²]	1080
G [N/mm ²]	360
w [kN/m ³]	16
f _m [N/cm ²]	140
τ [N/cm ²]	2,8
f _k [N/cm ²]	72,59
FC	1,35
γ _m	3
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,006

The bottom part of the image shows a detailed view of the masonry type selection:

- Tipo muratura:** Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)
- Livello conoscenza:** -- Limitate indagini -- LC 1
- FC:** 1,35
- Minimo tabellare:**
 - f_m [N/cm²]: 140,00
 - t₀ [N/cm²]: 2,80
 - E [N/mm²]: 1.080,00
 - G [N/mm²]: 360,00
 - w [kN/m³]: 16

Fig. 4.13. Caratteristiche meccaniche della muratura costituente l'edificio oggetto di studio.

È possibile, inoltre, decidere il tipo di legame a taglio da impiegare tra il *Criterio di Turnšek/Cacovic*, che rappresenta un tipo di rottura a taglio per fessurazione diagonale, e il *Criterio di Mohr-Coulomb*, che rappresenta un tipo di rottura a taglio per scorrimento. È stato scelto il primo criterio, consigliato per le murature esistenti.

Anche la modellazione dei solai è un aspetto molto importante. Bisogna sempre ricordare che un solaio con una rigidità significativa ripartisce le forze sismiche che nascono in un punto su tutti gli altri elementi in base alla propria rigidità, mentre nel caso di

solaio molto deformabile la forza sismica che nasce per effetto della massa tende a morire nel punto in cui è nata, va a finire cioè alla fondazione di quel muro.

Più aumenta la rigidezza dell'impalcato, più aumenta la rigidezza complessiva dell'edificio e più diminuisce la sua duttilità: sovrastimando la rigidezza, lo spostamento offerto dalla struttura risulterà limitato e, per il progettista che tenta di verificare l'edificio, questo sicuramente non è un bene. È un'approssimazione che potrebbe avere i suoi svantaggi in termini di risultato finale.

Il programma permette di selezionare la tipologia di orizzontamento che si desidera inserire e di definirne le caratteristiche geometriche e meccaniche. Questa operazione consente al software di calcolare le caratteristiche meccaniche di un elemento membrana equivalente al solaio reale, che verrà inserito all'interno del modello ed utilizzato al fine di stimare l'effettiva rigidezza del solaio stesso con comportamento bidirezionale, distinto a seconda della direzione di orditura.

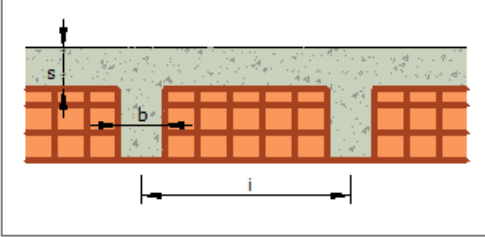
Per il caso di studio, è stato scelto un solaio latero-cementizio e per ogni tipologia di solaio rilevata all'interno dell'edificio sono state inserite le dimensioni e proprietà (base del travetto b , spessore del solaio h , passo dei travetti i , spessore dell'eventuale soletta s e modulo elastico E del calcestruzzo).

Infine, sono state inserite le azioni di carico sui solai come carichi permanenti strutturali (G_{k1}), carichi permanenti non strutturali (G_{k2}) e carichi variabili (Q_k), combinabili secondo i coefficienti $\psi_0 = 0,7$ e $\psi_2 = 0,6$ prescritti dalle *NTC 08* al § 2.5.3, in funzione della destinazione d'uso (Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento).

Nelle figure che seguono, dalla **Fig. 4.14** alla **Fig. 4.17**, si riportano i dettagli relativi ai parametri di input per la definizione dei solai.

Orizzontamenti

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
- Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Latero cemento



Presenza di una soletta continua

Valori calcolati

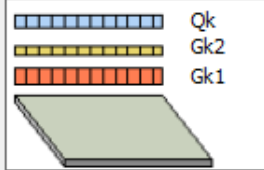
Spessore	4,0	[cm]
G	1.000,00	[N/mm ²]
Ex	14.343,75	[N/mm ²]
Ey	0,00	[N/mm ²]
V	0	

Parametri

b [cm]	6
h solaio [cm]	30
i [cm]	80
E calcestruzzo [N/mm ²]	25500

Solaio

Carichi



Quota	1.265	[cm]
Gk1	165	[daN/m ²]
Gk2	247	[daN/m ²]
Qk	50	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio 0,0 [cm]

NT08

Ψ_2 0,60 Ψ_0 0,70

Tipo

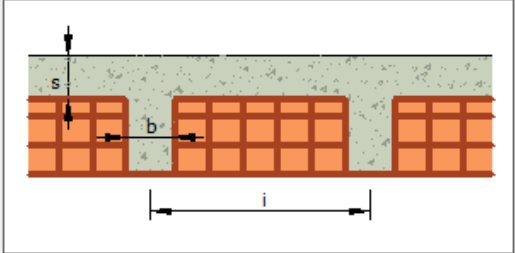
Latero cemento

Spessore	4,0	[cm]
G	1.000,00	[N/mm ²]
Ex	14.343,75	[N/mm ²]
Ey	0,00	[N/mm ²]
v	0,00	

Fig. 4.14. Parametri di input per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche e dei carichi agenti sul solaio tipo “sapalino”.

Orizzontamenti

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Latero cemento**



Presenza di una soletta continua

Valori calcolati

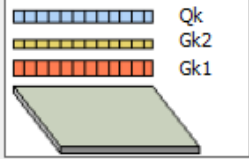
Spessore	5,0	[cm]
G	10.625,00	[N/mm ²]
Ex	56.100,00	[N/mm ²]
Ey	25.500,00	[N/mm ²]
V	0,2	

Parametri

b [cm]	12
h solaio [cm]	30
i [cm]	50
S [cm]	5
E calcestruzzo [N/mm ²]	25500

Solaio

Carichi



Quota	1.105	[cm]
Gk1	427	[daN/m ²]
Gk2	247	[daN/m ²]
Qk	50	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio [cm]

NT08

Ψ_2 Ψ_0

Tipo

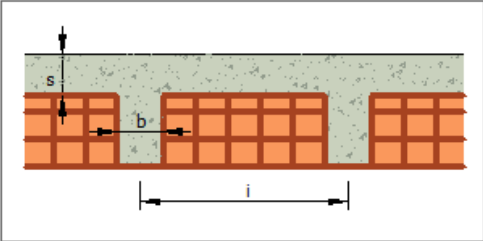
Latero cemento

Spessore	5,0	[cm]
G	10.625,00	[N/mm ²]
Ex	56.100,00	[N/mm ²]
Ey	25.500,00	[N/mm ²]
v	0,20	

Fig. 4.15. Parametri di input per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche e dei carichi agenti sul solaio parzialmente prefabbricato con travetti tralicciati, mattoni in M.C.V. e getto di completamento.

Orizzontamenti

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
- Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Latero cemento



Presenza di una soletta continua

Valori calcolati

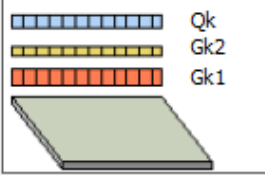
Spessore	5,0	[cm]
G	10.625,00	[N/mm ²]
Ex	52.062,50	[N/mm ²]
Ey	25.500,00	[N/mm ²]
V	0,2	

Parametri

b [cm]	10
h solaio [cm]	30
i [cm]	48
S [cm]	5
E calcestruzzo [N/mm ²]	25500

Solaio

Carichi



Quota	1.150	[cm]
Gk1	402	[daN/m ²]
Gk2	247	[daN/m ²]
Qk	50	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio [cm]

NT08

Ψ_2 Ψ_0

Tipo

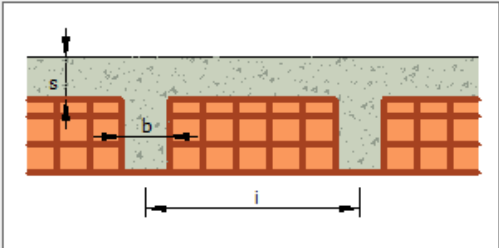
Latero cemento

Spessore	5,0	[cm]
G	10.625,00	[N/mm ²]
Ex	52.062,50	[N/mm ²]
Ey	25.500,00	[N/mm ²]
v	0,20	

Fig. 4.16. Parametri di input per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche e dei carichi agenti sul solaio con travetti gettati in opera e mattoni di alleggerimento.

Orizzontamenti

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
- Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Latero cemento**



Presenza di una soletta continua

Valori calcolati

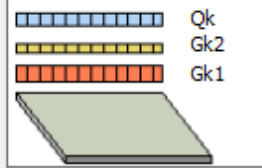
Spessore	5,0	[cm]
G	10.625,00	[N/mm ²]
Ex	68.850,00	[N/mm ²]
Ey	25.500,00	[N/mm ²]
V	0,2	

Parametri

b [cm]	17
h solaio [cm]	30
i [cm]	50
S [cm]	5
E calcestruzzo [N/mm ²]	25500

Solaio

Carichi



Quota: 1.150 [cm]

Gk1: 400 [daN/m²]

Gk2: 247 [daN/m²]

Qk: 50 [daN/m²]

Verifiche statiche

Carico dominante Lungh. appoggio: 0,0 [cm]

NT08

Ψ_2 : 0,60 Ψ_0 : 0,70

Tipo

Latero cemento

Spessore: 5,0 [cm]

G: 10.625,00 [N/mm²]

Ex: 68.850,00 [N/mm²]

Ey: 25.500,00 [N/mm²]

v: 0,20

Fig. 4.17. Parametri di input per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche e dei carichi agenti sul nuovo solaio con travetti precompressi e mattoni di alleggerimento in laterizio.

Allo stesso modo si è proceduto per l'inserimento delle strutture voltate (Fig. 4.18, 4.19 e 4.20), per le quali però i carichi permanenti strutturali (G_{kl}) vengono calcolati in modo automatico dal software in funzione della densità del materiale costituente.

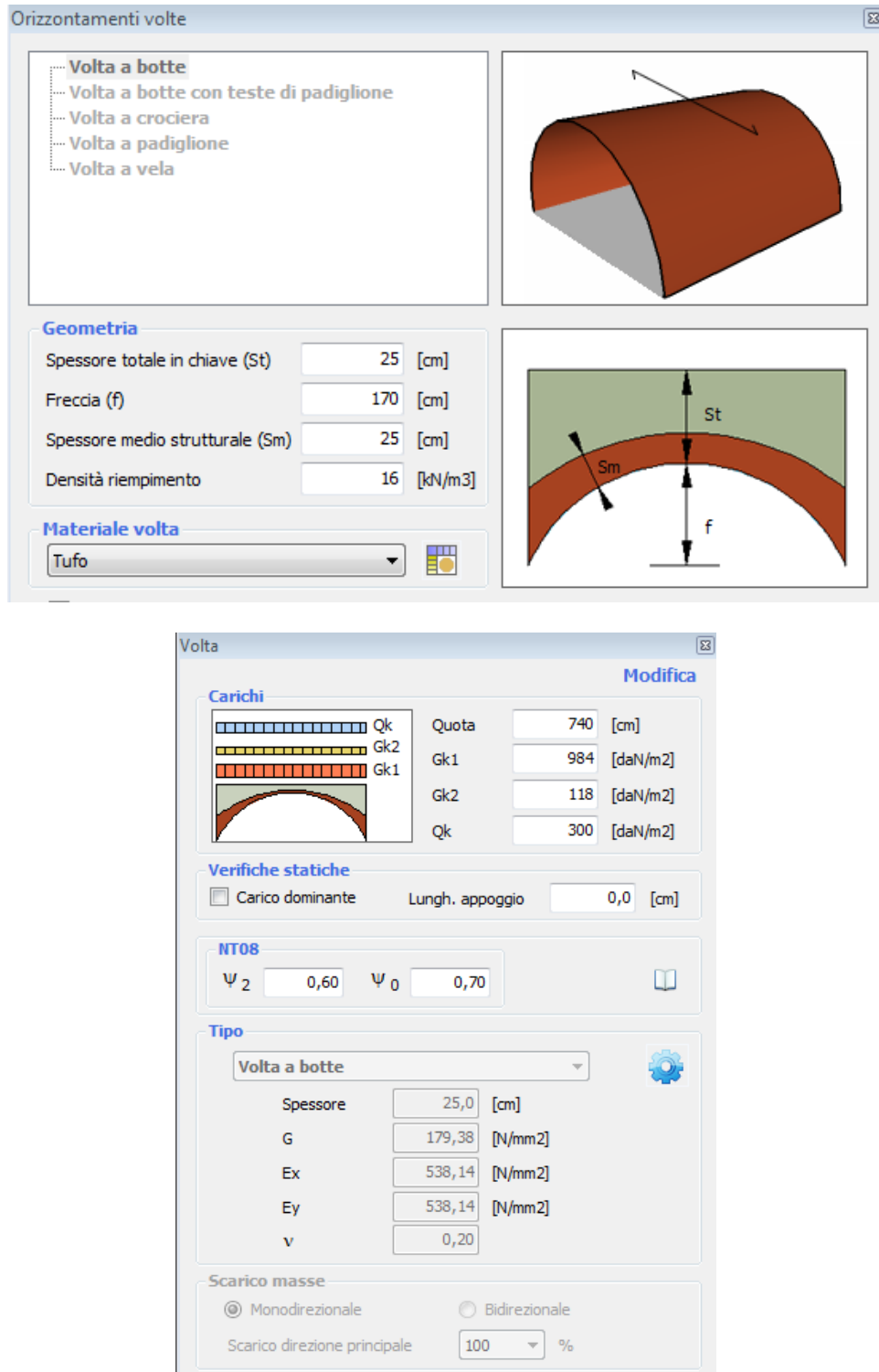


Fig. 4.18. Parametri di input per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche e dei carichi agenti sulla volta a botte.

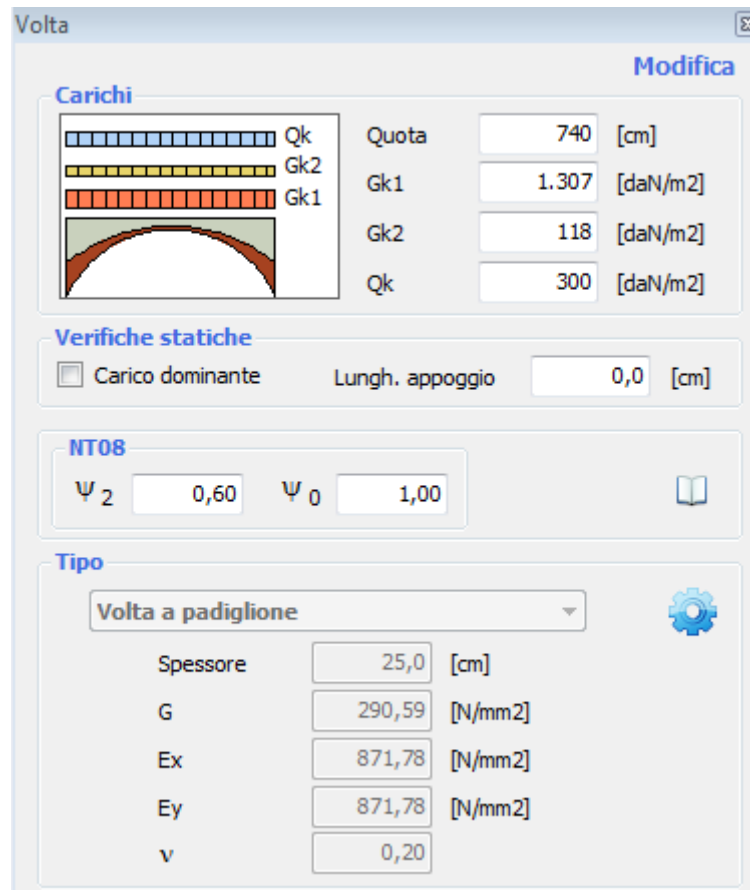
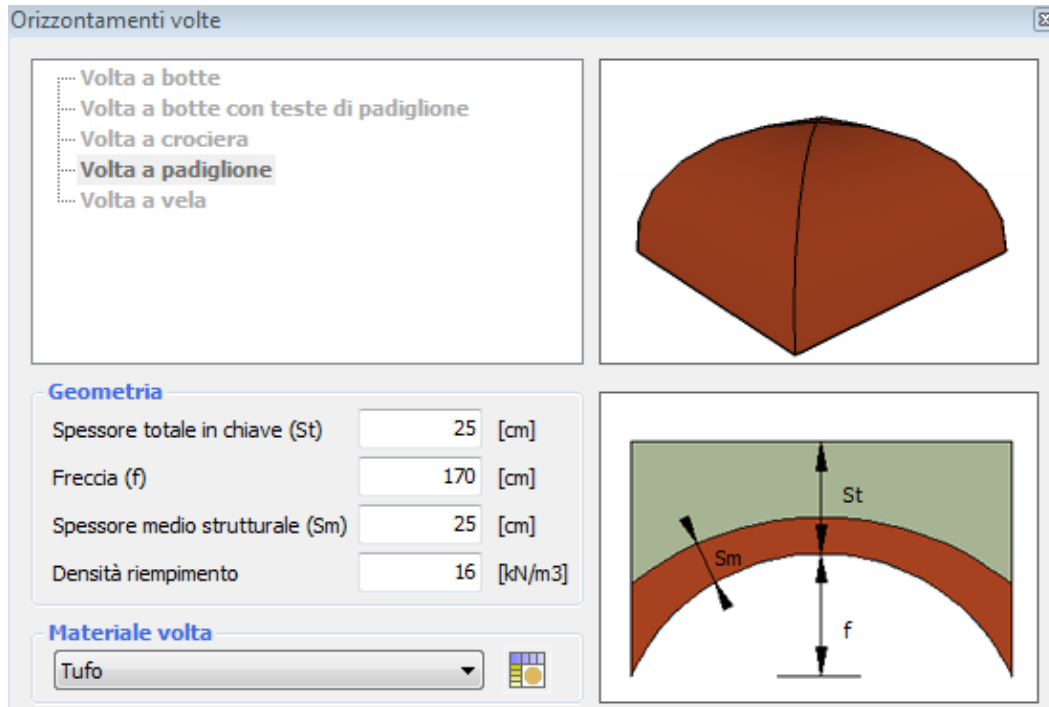


Fig. 4.19. Parametri di input per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche e dei carichi agenti sulla volta a padiglione.

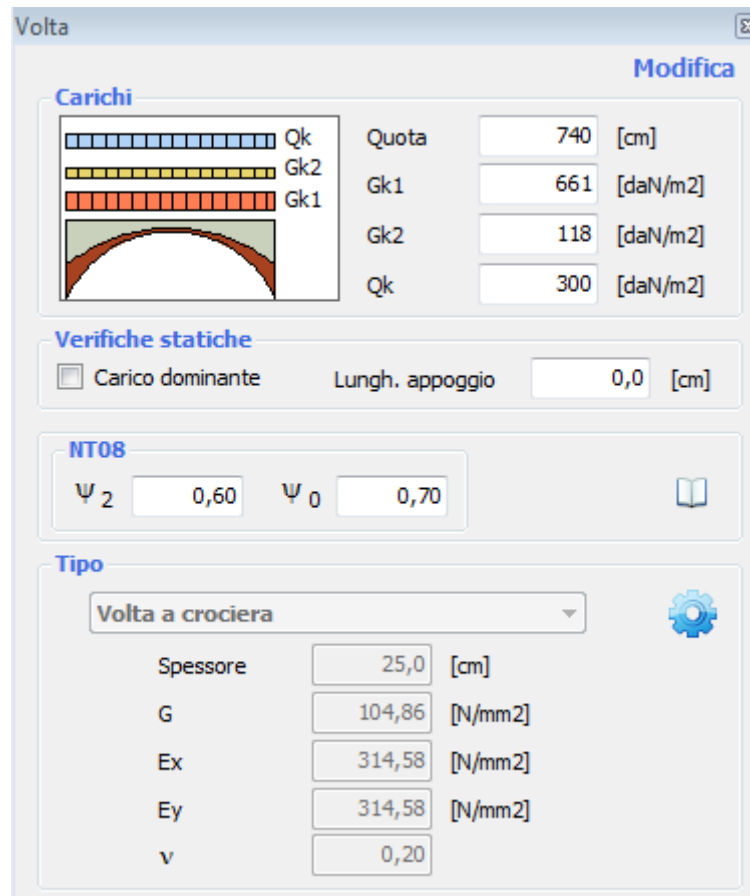
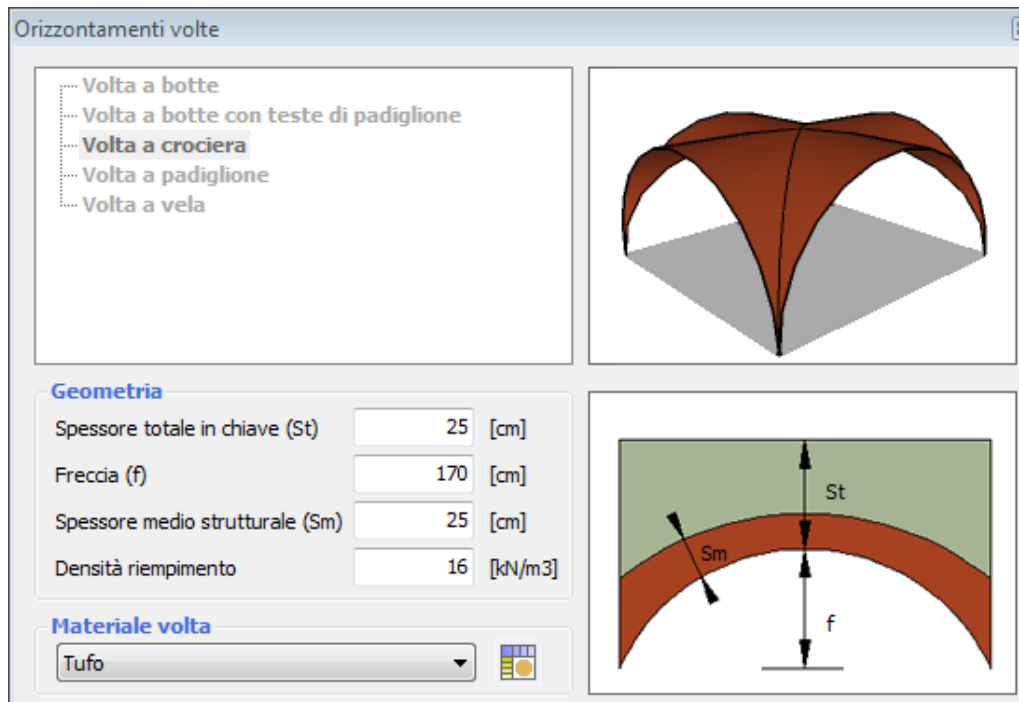


Fig. 4.20. Parametri di input per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche e dei carichi agenti sulla volta a crociera.

Nelle figure che seguono si riportano le piante relative ai due livelli, rispettivamente in **Fig. 4.21** e in **Fig. 4.22**, e una vista 3D (**Fig. 4.23**) del modello realizzato in *3Muri*.

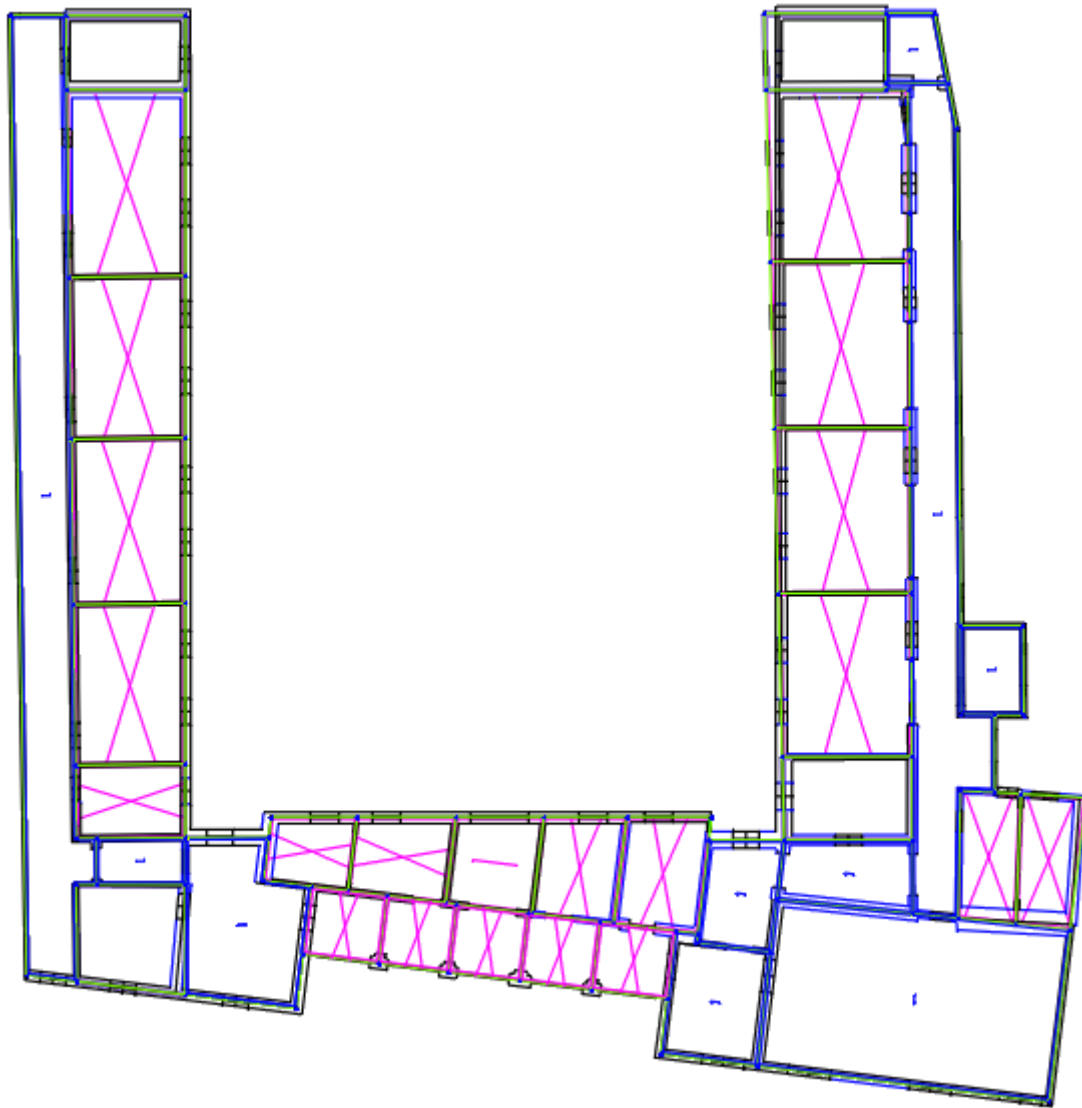


Fig. 4.21. *Pianta del primo livello realizzata con 3Muri.*

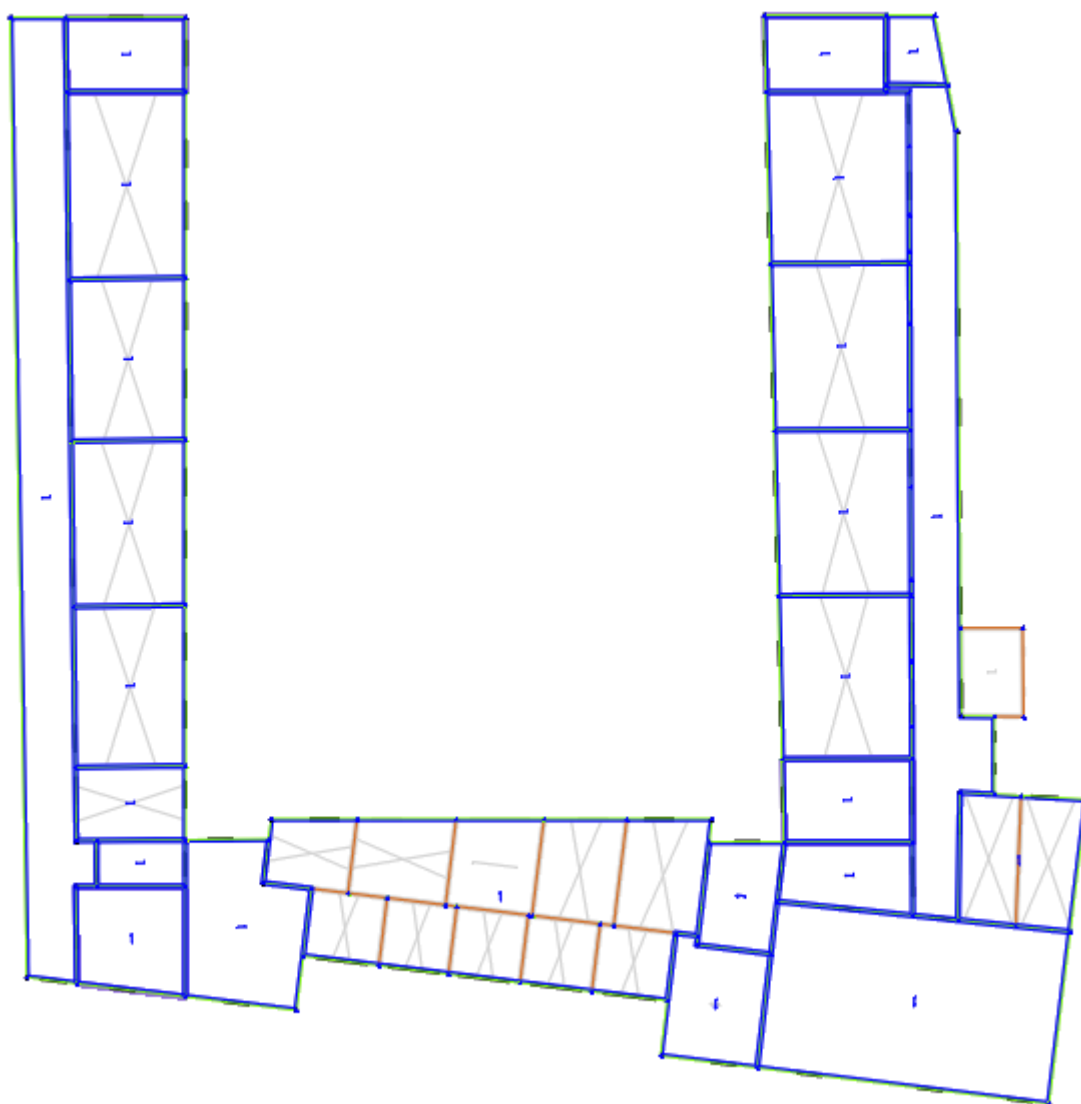


Fig. 4.22. *Pianta del secondo livello realizzata con 3Muri.*

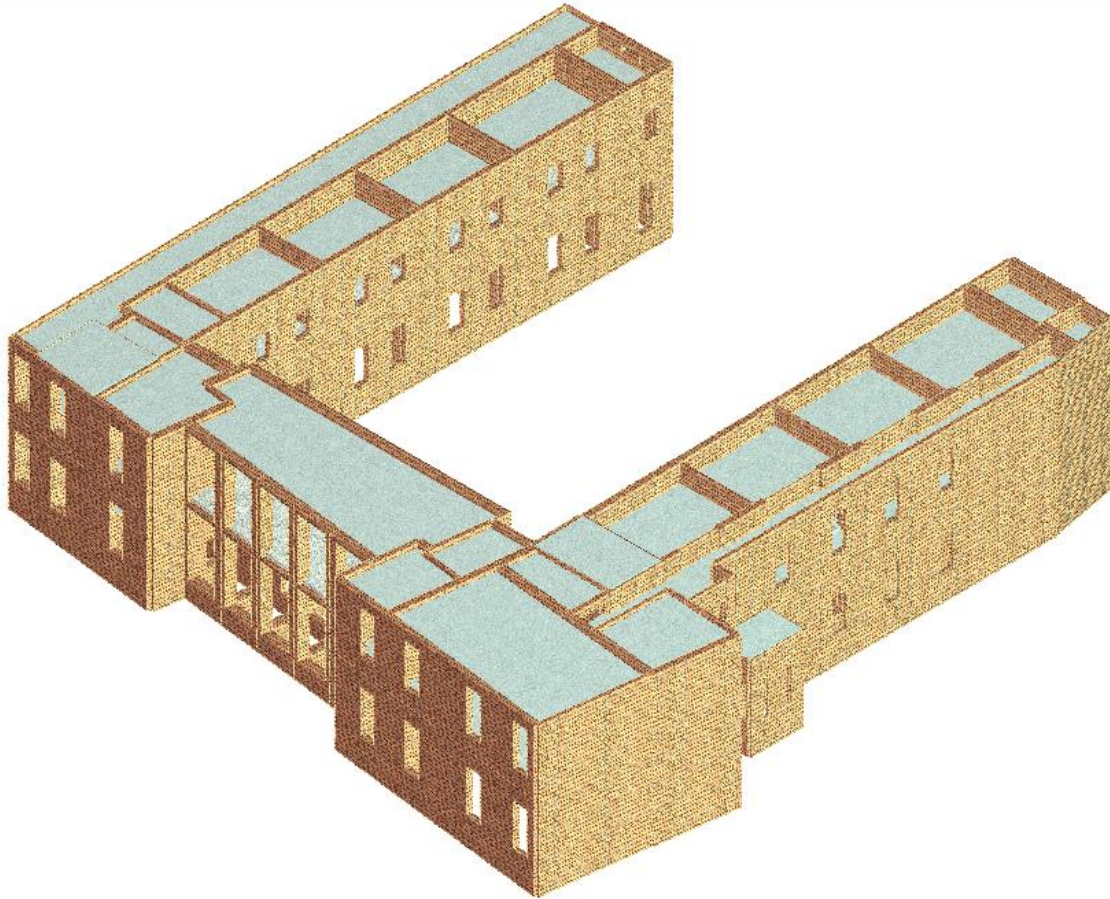


Fig. 4.23. Una vista 3D del modello realizzato con 3Muri.

4.5.2. Fase di analisi: definizione della mesh e analisi sismica (pushover)

Dopo la definizione del modello, *3Muri* opera automaticamente la discretizzazione e quindi la definizione del telaio equivalente per ciascuna parete.

La strategia di modellazione implementata nel programma *3Muri* segue i passi seguenti:

- individuazione dei maschi murari: l'altezza del maschio può essere assunta pari alla media delle altezze delle aperture adiacenti o limitata da condizioni relative alla tessitura o alla presenza di architravi;
- individuazione delle fasce di piano: le travi orizzontali in muratura sono localizzate in corrispondenza della sovrapposizione delle aperture;

- individuazione dei nodi rigidi: porzioni “indeformabili”, rigide appunto, dove si collegano gli elementi al fine di formare il telaio equivalente.

Nella **Fig. 4.24** è riportato il telaio equivalente tridimensionale dell’edificio così come generato dal software, in cui si possono distinguere in arancione i maschi murari, in verde le fasce murarie e in azzurro i nodi rigidi, quindi le porzioni di muratura non soggette a deformazione.

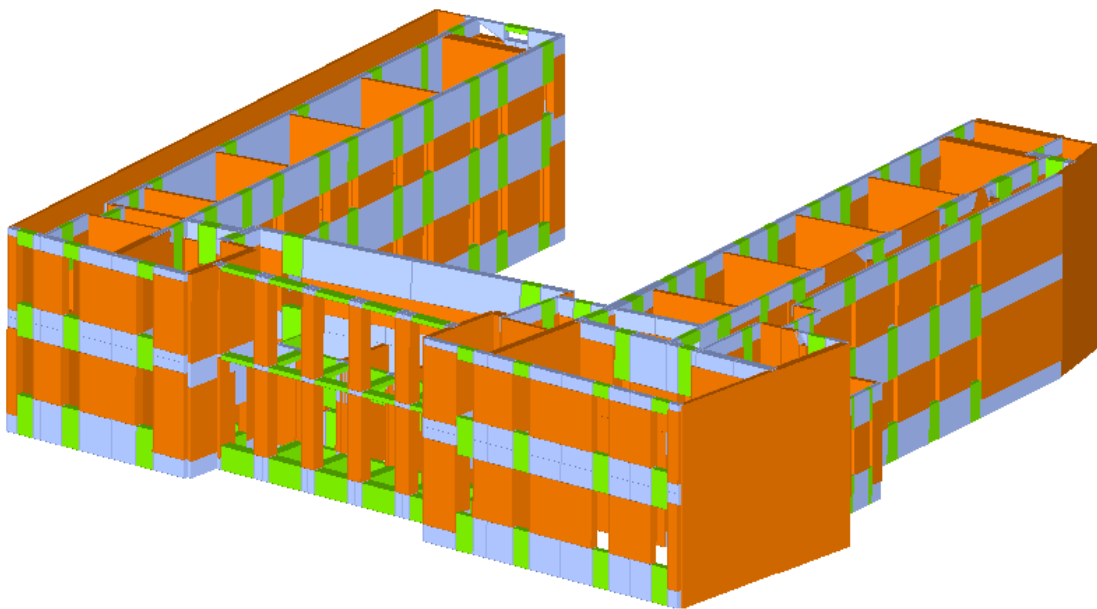


Fig. 4.24. Definizione del telaio equivalente tridimensionale dell’edificio (modellazione con 3Muri).

Per poter eseguire la verifica sismica la prima grandezza da determinare è il *periodo di ritorno* T_R dell’azione sismica, che caratterizza la pericolosità sismica di un luogo, definita come la probabilità che, in un certo lasso di tempo, si verifichi nello stesso luogo un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Tale lasso di tempo, espresso in anni, è detto periodo di riferimento V_R e la probabilità corrispondente è detta probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Il *periodo di riferimento* V_R , per ciascun tipo di costruzione, si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U [2]:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (4.2)$$

La *vita nominale* di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Con riferimento alla *Tab. 2.4.I* delle *NTC 08*, per il caso in esame si assume $V_N = 50$ anni, trattandosi di un'opera ordinaria.

Il valore del *coefficiente d'uso* C_U è definito, al variare della classe d'uso, nella *Tab. 2.4.II* delle *NTC 08*. Trattandosi di un edificio scolastico, appartenente quindi ad una *Classe III* (costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi), si assume $C_U = 1,5$. Di conseguenza, il periodo di riferimento V_R è pari a 75 anni.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria *A*) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Secondo quanto stabilito al § 3.2 delle *NTC 08*, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella **Fig. 4.25**, per il sito considerato (Galatina, LE), sono forniti i valori di a_g , F_o , T_C^* e T_R , automaticamente calcolati dal software una volta stabilite la vita nominale e la classe d'uso, necessari a definire la forma dello spettro per ciascuno stato limite.

Parametri del sito

Città: Galatina - LE

Longitudine: 18,1689

Latitudine: 40,175

Vita nominale: Opere ordinarie VN >= 50 anni

Classi d'uso: III - Edifici con grandi affollamenti, infrastrutture importanti

Parametri di pericolosità sismica

Calcola Pulisci

	SLV	SLD	SLO
a_g	0,614	0,241	0,180
F_0	2,46	2,31	2,41
T_C^*	0,5	0,26	0,2
T_R	712	75	45

Fig. 4.25. Definizione dei parametri del sito e di pericolosità sismica.

Le azioni sismiche vengono poi modificate automaticamente dal software in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche. Nella **Fig. 4.26** sono riportati i parametri necessari alla definizione dello spettro di risposta elastico della componente orizzontale:

- S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T coefficiente di amplificazione topografica;
- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (4.3)$$

dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, mentre T_C^* è già stato definito in precedenza;

- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3 \quad (4.4)$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (4.5)$$

con g accelerazione di gravità.

Per il caso di studio, non essendo stato possibile eseguire alcuna indagine per caratterizzare il terreno di fondazione, è stata ipotizzata una *categoria di sottosuolo C* (depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti) ed una *categoria topografica T1* (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

The screenshot shows the 'Carico sismico' (Seismic Load) software interface. It is divided into three main sections: 'Parametri di pericolosità sismica' (Seismic Hazard Parameters), 'Classe suolo' (Soil Class), and 'Categoria topografica' (Topographic Category).

Parametri di pericolosità sismica: A 'Calcola' button is at the top. Below it are three columns for seismic hazard levels: SLV, SLD, and SLO. The parameters are:

	SLV	SLD	SLO	Unit
a_g	0,614	0,241	0,180	[m/s ²]
F_0	2,46	2,31	2,41	
T_c^*	0,50	0,26	0,20	[s]
T_R	712	75	45	

Classe suolo: A dropdown menu is set to 'C'. Below it are three columns for soil class parameters: SLV, SLD, and SLO.

	SLV	SLD	SLO	Unit
S_S	1,50	1,50	1,50	
T_B	0,22	0,14	0,12	[s]
T_C	0,66	0,43	0,36	[s]
T_D	1,85	1,70	1,67	[s]

Categoria topografica: A dropdown menu is set to 'T1'. To its right, a parameter S_T is set to 1,0.

Fig. 4.26. Parametri necessari alla definizione dello spettro di risposta (categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1).

Una volta definite le azioni sismiche, si può procedere con il calcolo della struttura.

Molti dei parametri di calcolo sono già impostati in modo da andare bene per buona parte degli edifici esaminabili, altri sono calcolati in modo automatico dal programma in base alla geometria del modello. La direzione del sisma da prendere in esame e la scelta del nodo di controllo spetta invece al progettista in base alle indicazioni riportate nella normativa, così come anche la scelta della distribuzione di forze sismiche (proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare).

La definizione di un nodo di controllo è obbligatoria per effettuare il calcolo ed è consigliabile scegliere tale nodo in corrispondenza dell'ultimo livello della struttura.

La scelta del giusto nodo di controllo nasce da alcuni effetti importanti: l'irregolarità in pianta e in elevazione di un edificio possono influenzare i risultati dell'analisi. La conseguenza diretta è che decidere il nodo di controllo migliore con cui eseguire i calcoli può essere importante, in quanto la scelta di un nodo di controllo non idoneo e non opportuno per un edificio irregolare, come quello in esame, può influenzare anche pesantemente i risultati.

Il nodo di controllo è un punto fisico della struttura sul quale viene monitorato l'andamento degli spostamenti in funzione del totale delle forze sismiche applicate alla struttura. Quindi il diagramma pushover, o curva di capacità, verrà tracciato diversamente a seconda del nodo di controllo scelto. Così come nella fase di definizione del modello si è scelto come meglio schematizzare la realtà, nella fase di calcolo è necessario scegliere il miglior nodo di controllo. Se si sceglie un nodo molto rigido, l'applicazione di una forza di una certa entità causerà uno spostamento infinitesimo dello stesso, ma questo spostamento potrebbe risultare invece molto ampio per tutti gli altri punti.

Il software *3Muri* consente di poter riferire la curva di capacità ad un nodo di controllo il quale non coincide necessariamente con uno dei punti del modello strutturale. Ovvero la procedura al passo viene eseguita con riferimento ad un nodo effettivo del modello (target), mentre la curva di capacità (ovvero i risultati) viene riferita ad un nodo di controllo virtuale coincidente, ad esempio, con il baricentro dell'ultimo impalcato (non coincidente con uno dei nodi del modello a telaio spaziale). L'algoritmo di calcolo del solutore *3Muri* consente di riferire l'analisi, oltre che ad un nodo specifico, anche alla

media degli spostamenti di piano (opzione più conveniente talvolta nei casi di edifici irregolari). In pratica, lanciata l'analisi, la procedura viene eseguita con riferimento allo spostamento di un nodo specifico dell'impalcato; la curva di capacità viene però costruita con riferimento ad uno spostamento medio ideale degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al medesimo impalcato.

Resta però determinante la scelta del nodo effettivo (target) a cui riferire l'analisi. Una regola molto semplice e lineare da adottare per scegliere in modo adeguato tale nodo è quella di ipotizzarlo, effettuare il calcolo ed andare a vedere le deformazioni, per poi scegliere il nodo più deformabile. Tale regola è stata applicata al caso di studio e dall'esame degli spostamenti nodali è emerso che il nodo più deformabile risulta essere il *nodo 9*, indicato in **Fig. 4.27**. Per cui quest'ultimo è stato scelto come nodo di controllo (target). La curva di capacità sarà tracciata in base allo spostamento medio di tutti i nodi del livello a cui appartiene il nodo di controllo.

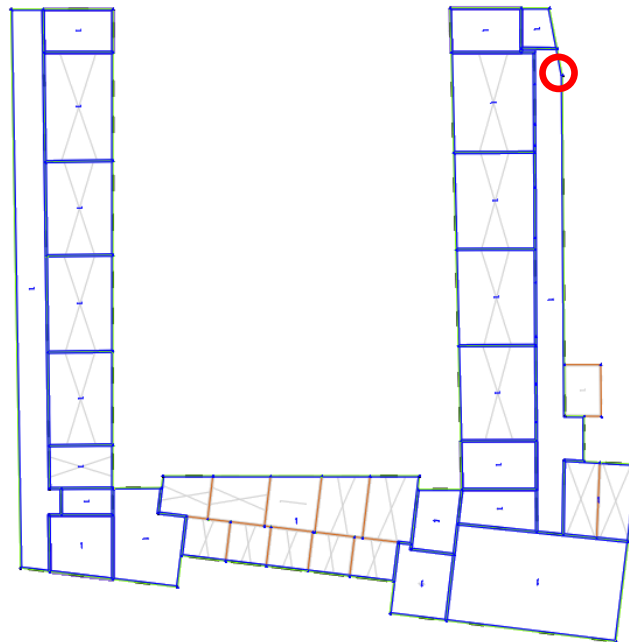


Fig. 4.27. Individuazione del nodo di controllo.

Scelto il nodo di controllo, vengono eseguite analisi multiple in cascata distinte per direzione, verso, tipo di carico sismico ed eccentricità:

- *Direzione*: indica la direzione secondo cui agisce il sisma (X o Y);
- *Verso*: positivo se concorde con il verso positivo dell’asse esaminato, negativo in caso contrario;
- *Carico sismico*: distribuzione dei carichi proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare;
- *Eccentricità*: eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro delle rigidezze, calcolata in modo automatico secondo le prescrizioni normative.

L’involuppo di tutte queste condizioni porta ad individuare un totale di 24 combinazioni, o meglio 24 analisi non lineari (pushover) eseguite in cascata, in quanto il concetto di “combinazione di carico” è tipico delle analisi lineari e quindi non vale più in campo non lineare (la non linearità implica il non poter applicare il principio di sovrapposizione degli effetti). Ciascuna di queste 24 analisi è significativa perché possiede qualcosa di diverso da comunicare al progettista, il quale, in base ai singoli risultati, farà poi le proprie scelte. È necessario quindi effettuarle tutte.

La tabella in **Fig. 4.28** contiene le condizioni di caricamento sismico in pushover e l’indicazione del nodo di controllo scelto.

Analisi

Nodo di controllo

Livello: [2] Livello 2

Nodo: 9

Spostamento del Nodo di controllo
 Spostamenti medi del livello selezionato
 Spostamenti Medi pesati

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	281,3
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-281,3
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	281,3
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-281,3
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	281,3
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-281,3
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	281,3
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-281,3
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	277,7
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-277,7
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	277,7
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-277,7
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	277,7
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-277,7
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	277,7
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-277,7

Dati generali

Piano Campagna: 0,0000 [cm]

Step critico: 500

Precisione p.p.: 0,0050

Abilita analisi

Dir. sisma: []

Carico sismico: []

Eccentricità: []

Parametri di calcolo

Sottopassi: 200

Precisione: 0,0050

Spostamento max: 8,00 [cm]

Applica a tutte

Fig. 4.28. Tabella riassuntiva delle 24 analisi non lineari eseguite in cascata e individuazione del nodo di controllo.

L'analisi non lineare è condotta aumentando in modo monotono i carichi e ricavando lo spostamento orizzontale della struttura.

Superando un valore convenzionale di spostamento, calcolato automaticamente, si considera la struttura collassata e si può costruire la curva *Forza orizzontale-Spostamento orizzontale*, che rappresenta la curva di capacità offerta, cioè il comportamento della struttura al variare dei carichi orizzontali.

Tale curva è indipendente dal terremoto, in quanto si tratta di una caratteristica intrinseca della struttura, funzione solo della geometria e delle caratteristiche di resistenza del materiale.

4.5.3 Fase di verifica e interpretazione dei risultati

L’esame dei risultati serve essenzialmente a fornire informazioni in merito alla vulnerabilità sismica della struttura in esame e ad individuare le possibili strategie di intervento per il miglioramento o l’adeguamento della stessa.

Nella **Fig. 4.29** sono riportati in forma tabellare i risultati del calcolo sismico svolto sul modello secondo quanto indicato dalla normativa. La tabella riassume i parametri di verifica secondo le *NTC 08* mostrando quali verifiche risultano soddisfatte e quali no. Le prime colonne descrivono essenzialmente il tipo di analisi. Vi sono poi tre colonne relative alle verifiche allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita*, due colonne relative alle verifiche allo *Stato Limite di Danno* e due colonne per le verifiche allo *Stato Limite di Operatività*. Con riferimento a queste colonne, il colore di sfondo delle celle (verde oppure rosso) distingue le analisi verificate da quelle non verificate.

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

Mediante l’analisi non lineare, infatti, come del resto già evidenziato, si tiene in conto della redistribuzione delle azioni sugli elementi quando uno o più di essi superi il limite elastico o pervenga a collasso.

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

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

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	✓	+X	Masse	0,00	2,05	1,75	2,06	0,55	1,75	0,36	1,75	0,868	3,208	4,918
2	✓	+X	1° modo	0,00	2,19	1,89	2,10	0,57	1,89	0,37	1,89	0,872	3,304	5,064
3	✓	-X	Masse	0,00	2,11	1,79	2,15	0,56	1,79	0,36	1,79	0,859	3,214	4,926
4	✓	-X	1° modo	0,00	2,33	1,97	2,17	0,60	1,97	0,39	1,97	0,856	3,316	5,083
5	✓	+Y	Masse	0,00	1,90	2,15	1,73	0,53	1,48	0,34	1,48	1,117	2,810	4,307
6	✓	+Y	1° modo	0,00	1,93	2,87	1,88	0,53	1,61	0,35	1,61	1,428	3,030	4,644
7	✓	-Y	Masse	0,00	1,43	1,84	1,65	0,43	1,67	0,29	1,67	1,224	3,840	5,823
8	✓	-Y	1° modo	0,00	1,56	2,42	1,81	0,46	1,55	0,30	1,55	1,453	3,368	5,163
9	✓	+X	Masse	281,27	2,05	1,48	2,20	0,54	1,48	0,35	1,48	0,747	2,725	4,176
10	✓	+X	Masse	-281,27	2,03	1,56	2,10	0,54	1,56	0,35	1,56	0,791	2,881	4,416
11	✓	+X	1° modo	281,27	2,24	1,62	2,20	0,58	1,62	0,38	1,62	0,744	2,805	4,300
12	✓	+X	1° modo	-281,27	2,18	1,86	2,13	0,57	1,67	0,37	1,67	0,868	2,950	4,522
13	✓	-X	Masse	281,27	2,09	1,50	2,31	0,55	1,50	0,36	1,50	0,743	2,735	4,192
14	✓	-X	Masse	-281,27	2,16	1,53	2,16	0,56	1,53	0,37	1,53	0,733	2,714	4,160
15	✓	-X	1° modo	281,27	2,33	1,68	2,29	0,59	1,68	0,39	1,36	0,736	2,828	3,521
16	✓	-X	1° modo	-281,27	2,41	1,96	2,15	0,61	1,69	0,40	1,69	0,822	2,769	4,244
17	✓	+Y	Masse	277,74	1,98	2,01	1,93	0,54	1,35	0,35	1,35	1,016	2,521	3,864
18	✓	+Y	Masse	-277,74	1,72	2,54	1,70	0,50	2,06	0,32	2,06	1,398	4,162	6,379
19	✓	+Y	1° modo	277,74	2,00	2,47	2,07	0,54	1,86	0,35	1,86	1,207	3,460	5,304
20	✓	+Y	1° modo	-277,74	1,89	3,05	1,80	0,52	1,67	0,34	1,67	1,535	3,193	4,895
21	✓	-Y	Masse	277,74	1,46	1,76	1,87	0,43	1,11	0,29	1,11	1,164	2,570	3,875
22	✓	-Y	Masse	-277,74	1,39	2,56	1,55	0,42	1,89	0,29	1,89	1,644	4,383	6,636
23	✓	-Y	1° modo	277,74	1,58	2,27	1,99	0,46	1,50	0,30	1,50	1,362	3,292	5,047
24	✓	-Y	1° modo	-277,74	1,57	3,09	1,60	0,47	2,47	0,31	2,47	1,773	5,229	8,015

Legenda colori

■ Verificato
■ Non verificato
■ Non converge a p.p.
■ Analisi più gravosa

Fig. 4.29. Tabella dei risultati delle 24 analisi non lineari eseguite in cascata.

Le verifiche eseguite secondo le indicazioni della normativa, i cui risultati sono riportati per ciascuna delle 24 analisi in *Appendice A* insieme agli indici di vulnerabilità e alle curve pushover ottenute, sono le seguenti:

Stato Limite Ultimo (SLV):

$$D_{max} \leq D_u \quad (4.6)$$

$$q^* < 3 \quad (4.7)$$

dove D_{max} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico, D_u è lo spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decaimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo e q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Stato Limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_d \quad (4.8)$$

dove D_{max}^{SLD} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo *Stato Limite di Danno*, mentre D_d è lo spostamento massimo allo *SLD*, corrispondente al minimo valore tra quello di taglio massimo e quello che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,003h).

Stato Limite di Operatività (SLO)

$$D_{max}^{SLO} \leq D_o \quad (4.9)$$

dove D_{max}^{SLO} è lo spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico per lo *Stato Limite di Operatività*, e D_o è lo spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,002h).

Le ultime tre colonne della tabella riportata in **Fig. 4.29** mostrano gli indici di vulnerabilità per ciascuno stato limite (*SLV*, *SLD*, *SLO*), dati dal rapporto tra l'accelerazione di capacità e l'accelerazione di domanda. Sostanzialmente questi indici di vulnerabilità rappresentano lo “stato di salute” della struttura esaminata. Se il loro valore è maggiore dell'unità la struttura risulta verificata, se invece è inferiore all'unità la struttura non è verificata.

Gli indici di vulnerabilità sono molto importanti quando si ha a che fare con edifici di natura pubblica, come quello oggetto di studio, e sono prodotti esclusivamente da un'analisi di tipo pushover.

Il panorama normativo propone tre strade praticabili quando si ritenga necessario intervenire su un edificio:

1. Intervento di riparazione;

2. Intervento di miglioramento;
3. Intervento di adeguamento.

Escludendo il primo, che tendenzialmente non coinvolge verifiche di natura globale, e il terzo, il quale implica che la verifica deve essere soddisfatta a prescindere, il secondo implica che la verifica può non essere superata, ma è necessario dimostrare che l'intervento ha effettivamente prodotto un miglioramento rispetto allo stato di fatto. La conseguenza è che è necessario un indicatore che esprima lo “stato di salute” della struttura ante-intervento e post-intervento. Quest'indicatore è proprio l'indice di vulnerabilità. Il miglioramento ha successo solo se l'indice di vulnerabilità post-intervento ha subito un aumento rispetto a quello più basso calcolato prima dell'intervento.

Il software evidenzia in giallo due delle 24 analisi (una per la direzione X e una per la direzione Y) che possiedono gli indici di vulnerabilità, indicati con *Alfa SLV* nella tabella di **Fig. 4.28**, più bassi. Questo serve a portare immediatamente l'attenzione del progettista verso la condizione peggiore in cui si trova l'edificio, sulla quale quindi soffermarsi.

In questo caso si può notare che la direzione più “critica” per l'edificio in questione è la direzione X in quanto abbiamo un indice di vulnerabilità pari a 0,733 contro un indice più elevato pari a 1,016 per la direzione Y. Si osservi che l'indice di vulnerabilità è inteso qui come una grandezza direttamente proporzionale al livello di scurezza, così come fornito dal codice di calcolo.

Andando a visualizzare i dettagli dell'analisi più gravosa (*Analisi 14*: distribuzione proporzionale alle masse, verso negativo, eccentricità negativa), si può andare a vedere per ogni passo dell'analisi la percentuale di elementi danneggiati per ciascuna parete consultando la tabella in **Fig. 4.30**. Con questo sistema si può immediatamente individuare la parete più danneggiata (la prima della lista e quindi la parete 49, caratterizzata da aperture molto ampie che costituiscono l'ingresso principale dell'edificio).

Si ricorda che i dettagli relativi a tutte le altre analisi sono riportati in *Appendice A*.

Parete	Muratura %	Setti %	Muratura + Setti	Pilastri %	Travi %
49	0,90	0,00	0,90	0,00	0,00
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fig. 4.30. Percentuale di elementi danneggiati per il sottopasso 13 di 33.

È possibile poi consultare la mappa del danno relativa alla *parete 49* in corrispondenza del passo in cui si verifica la prima rottura, la quale è riportata in **Fig. 4.31**. La posizione della parete all'interno della struttura è evidenziata in grassetto in **Fig. 4.32**, in cui è riportata anche una vista della pianta deformata dell'edificio (linee rosse) sovrapposta all'indefornata.

La vista in prospettiva della parete permette di individuare i punti critici attraverso le deformazioni e la mappa dei colori. A ciascun colore è associato un livello di danneggiamento dei vari elementi che compongono la parete in esame, i quali hanno caricati al loro interno i diagrammi costitutivi normativi, quindi legami di tipo elasto-plastico.



Fig. 4.31. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 49(passo 13 di 33).

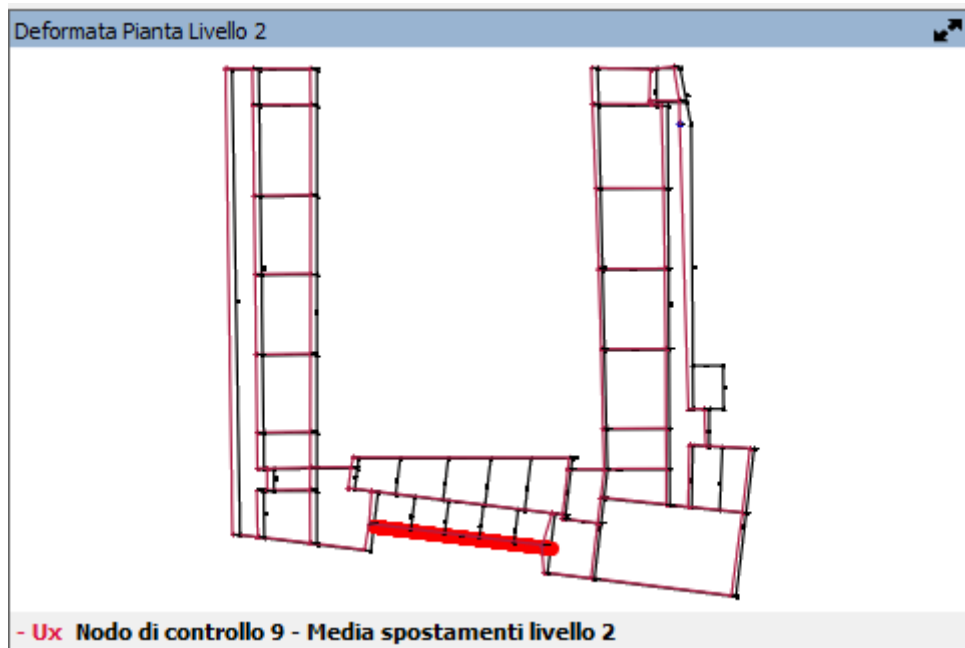


Fig. 4.32. Deformata pianta del secondo livello.

Facendo riferimento alla legenda dei colori in basso a destra in **Fig. 4.31**, gli elementi di colore verde sono quelli integri, mentre gli elementi di colore rosa sono quelli in stato plastico per pressoflessione, che sono usciti cioè dal campo elastico e sono entrati in campo plastico, ma non hanno ancora raggiunto la rottura. Si vede anche un elemento fascia contraddistinto dal colore rosso. Questo significa che l'elemento, oltre ad essere

già entrato in campo plastico, ha anche superato il drift limite di elemento imposto dalla normativa e ha raggiunto la rottura per pressoflessione, che è una delle rotture tipiche degli elementi fascia. Tale elemento non fornirà quindi più il suo contributo.

In **Fig. 4.33** è riportata la curva di capacità ottenuta dall'*Analisi 14* (distribuzione proporzionale alle masse, verso negativo, eccentricità negativa), che esprime il comportamento della struttura al progressivo aumento del carico, sino al raggiungimento delle condizioni di collasso (la curva è interrotta al passo in cui si raggiunge il decadimento complessivo del taglio del 20%). In nero viene mostrata la *Curva Push-Over*, in arancione la bilineare equivalente. Ad ogni punto della curva è associato uno specifico stato di danno dell'intero sistema e pertanto è possibile associare a determinati livelli di spostamento il grado di funzionalità atteso e il danno corrispondente, spostandosi da un punto all'altro della curva tramite un indicatore (la linea blu verticale in **Fig. 4.33**). Il limite della curva, indicato con una linea rossa tratteggiata, indica lo spostamento limite della struttura. Come si può osservare, la curva pushover non è regolare, ma evidenzia irregolarità localizzate. Tali irregolarità sono sintomo di rottura di uno o più elementi strutturali importanti che danno luogo ad un'improvvisa perdita di resistenza.

Spostandosi di parete in parete, la curva di capacità e gli spostamenti restano i medesimi perché, sebbene l'interrogazione dei risultati venga fatta attraverso la pianta e il prospetto, la curva pushover è sempre la stessa. Questo perché, come più volte ricordato, un'analisi di tipo pushover (analisi statica non lineare) è una verifica globale della struttura e non una verifica di elemento o di parete.

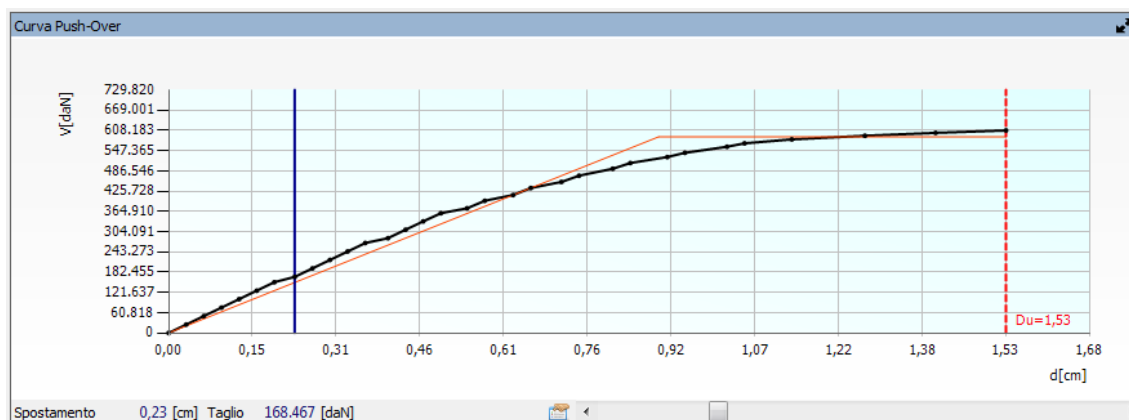


Fig. 4.33. Curva Push-Over relativa all'Analisi 14.

Spostando l'indicatore sui passi successivi all'interno della curva pushover si può vedere come evolve il danneggiamento della *parete 49*. Nelle **Fig. 4.34**, **4.35**, **4.36** e **4.37** si vede il prospetto deformato e danneggiato della parete al progredire dell'analisi, rispettivamente per i passi 14, 21, 29 e 33. A differenza del passo precedente, al passo 14 di 33 (**Fig. 4.34**) vi è un elemento rotto in più, ossia uno dei maschi murari del secondo livello adiacente all'elemento fascia che già al passo 13 aveva subito una rottura. Al passo 21 di 33 si ha la rottura in fase elastica della fascia appartenente al primo livello, contraddistinta dal colore verde scuro in **Fig. 4.35**, che risente probabilmente della rottura per pressoflessione dell'elemento maschio al livello superiore ad essa accoppiato. Tale tipologia di rottura significa che l'elemento fascia non ha ancora raggiunto la sua resistenza limite però, a causa delle deformazioni subite, ha superato il proprio drift limite. È giunta quindi a rottura sebbene non sia entrata in campo plastico. La stessa rottura interessa poi l'elemento maschio adiacente, appartenente al primo livello, evidenziato in verde scuro in **Fig. 4.36**. Nella **Fig. 4.37** si vede l'ultimo stadio del danneggiamento della *parete 49*: il decadimento della capacità della struttura del 20% è immediato a seguito del collasso dei maschi del livello a piano terra.



Fig. 4.34. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla *parete 49*(passo 14 di 33).

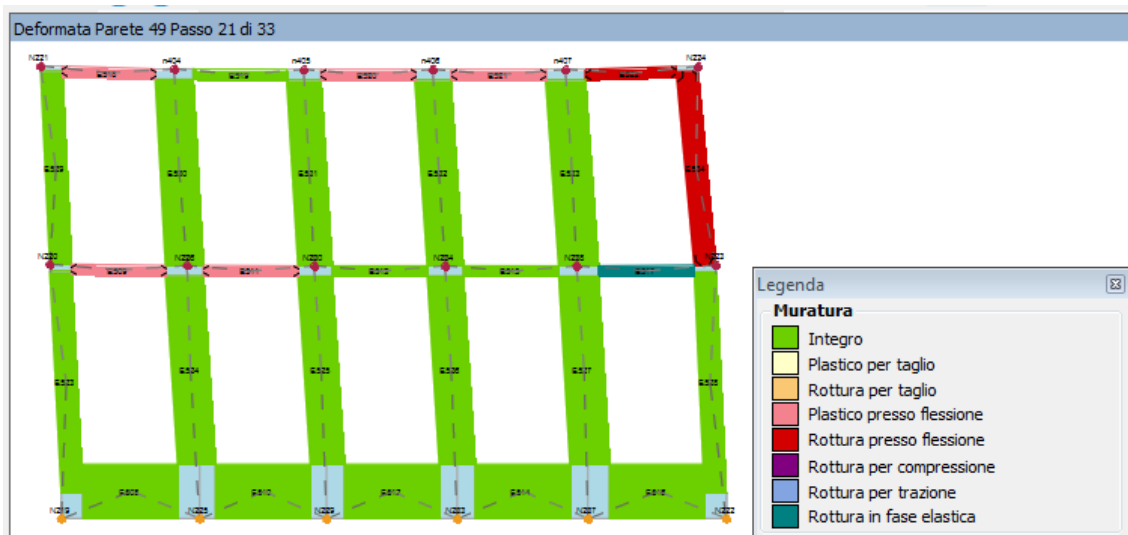


Fig. 4.35. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 49(passo 21 di 33).

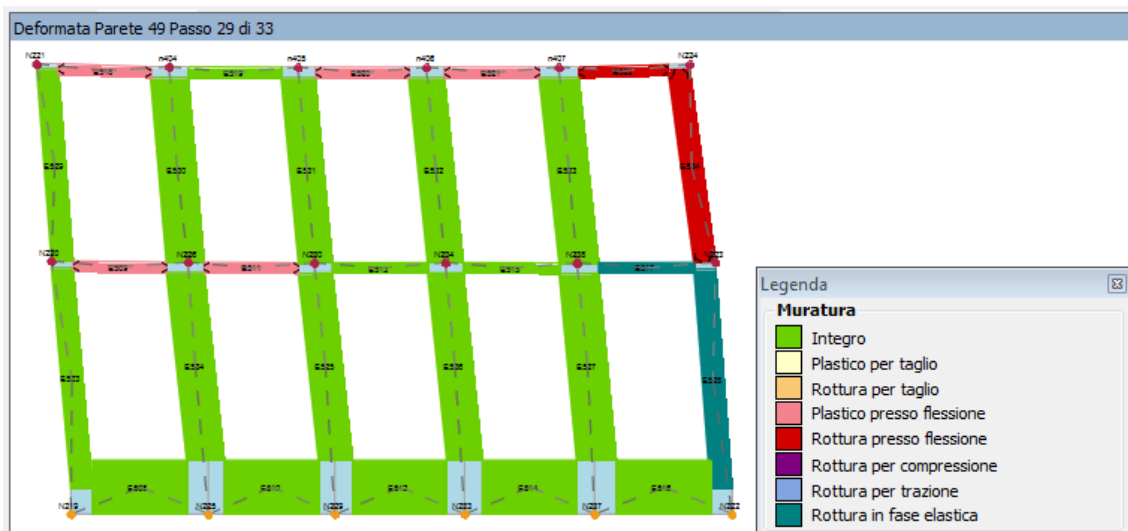


Fig. 4.36. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 49(passo 29 di 33).

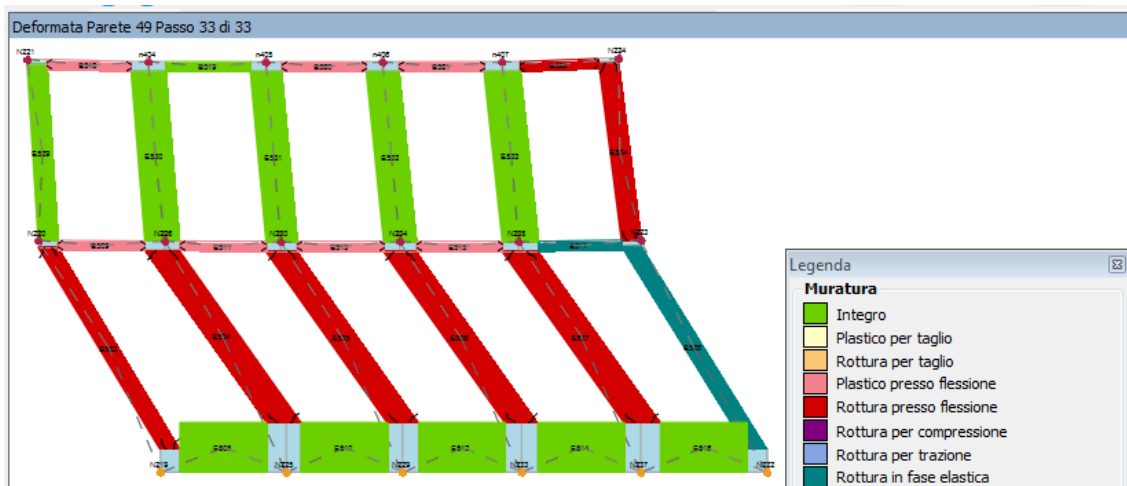


Fig. 4.37. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 49(passo 33 di 33).

Tornando a consultare la tabella relativa alla percentuale di elementi danneggiati (**Fig. 4.38**) si vede che la seconda parete che subisce maggiore danneggiamento dopo la parete 49 è la 26, di cui si riporta l’evoluzione dei danni al progredire dell’analisi nelle **Fig. 4.39, 4.40, 4.41 e 4.42**. Tale parete appartiene solo al primo livello della costruzione e non si estende al piano superiore. La sua disposizione in pianta è indicata in rosso in **Fig. 4.43**.

In **Fig. 4.39** si vede che l’unica fascia che costituisce la parete (colore verde scuro) subisce una rottura in fase elastica e uno dei due maschi ad essa accoppiati, quello indicato col colore rosa, entra prima in campo plastico e poi subisce anch’esso una rottura per pressoflessione, cui si fa corrispondere il colore rosso (**Fig. 4.40**), seguito poi dall’altro maschio (**Fig. 4.41**). In **Fig. 4.42** è possibile vedere l’ultimo stadio del danneggiamento: la rottura di tutti gli elementi mette in luce il danneggiamento totale della parete.

Stato di danneggiamento Controllo di spostamento Sottopasso 29 /33

Elementi rotti passo corrente

dal primo passo rispetto al passo precedente

Parete	Muratura %	Setti %	Muratura + Setti	Pilastri %	Travi %
26	31,24	0,00	31,24	0,00	0,00
49	10,08	0,00	10,08	0,00	0,00
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fig. 4.38. Percentuale di elementi danneggiati per il sottopasso 29 di 33.

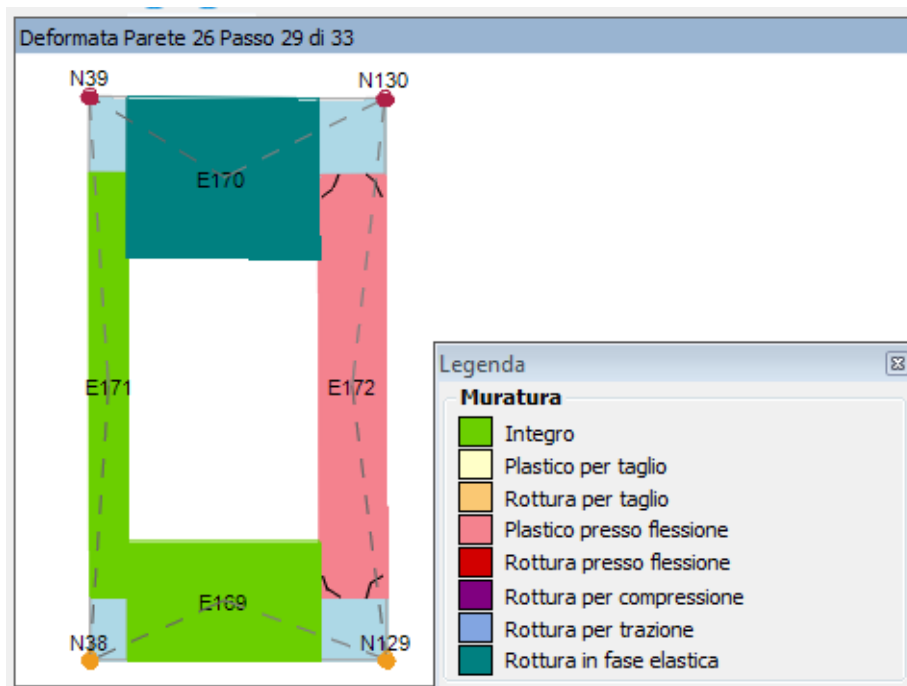


Fig. 4.39. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 26 (passo 29 di 33).

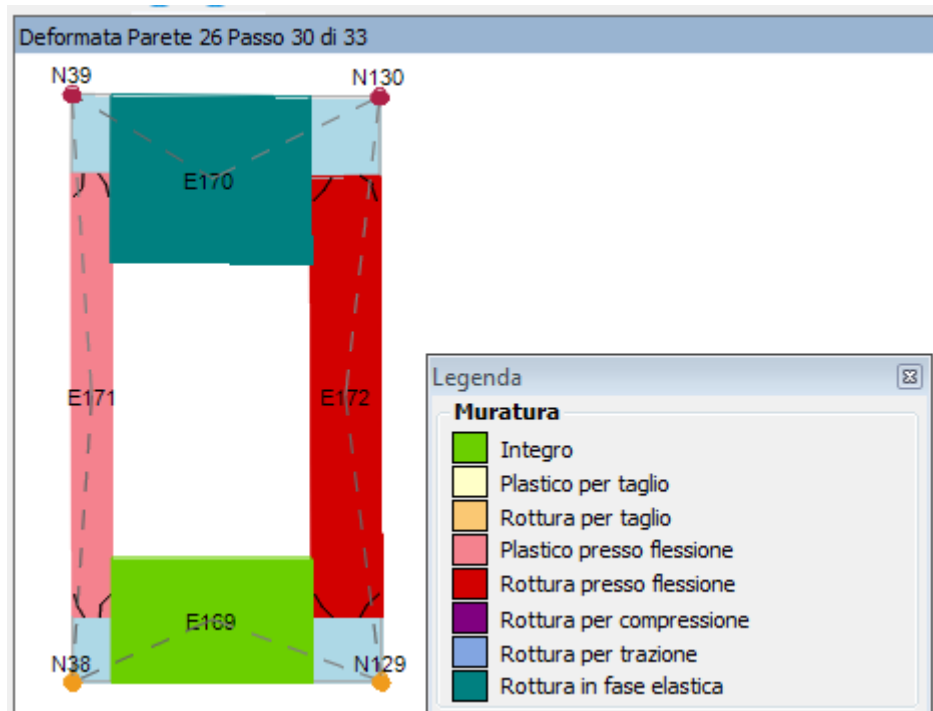


Fig. 4.40. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 26 (passo 30 di 33).

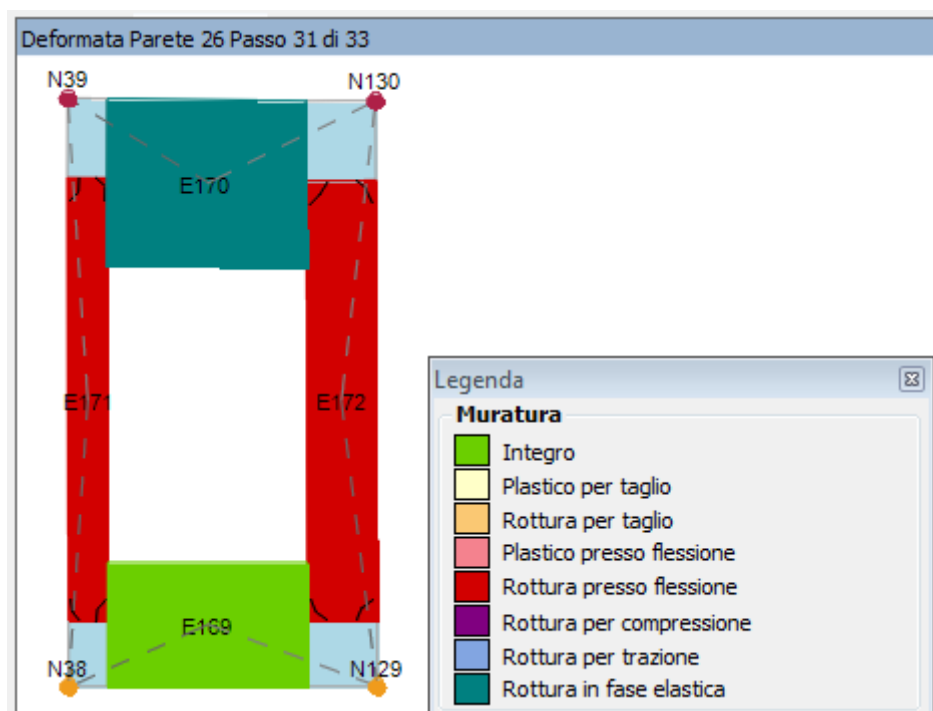


Fig. 4.41. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 26 (passo 31 di 33).

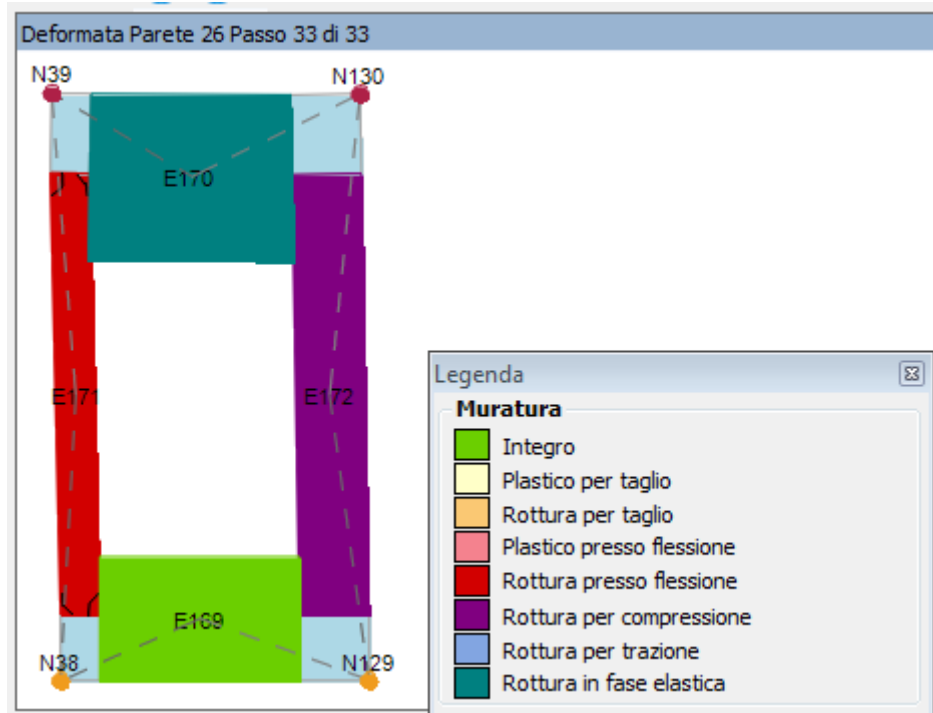


Fig. 4.42. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 26 (passo 33 di 33).

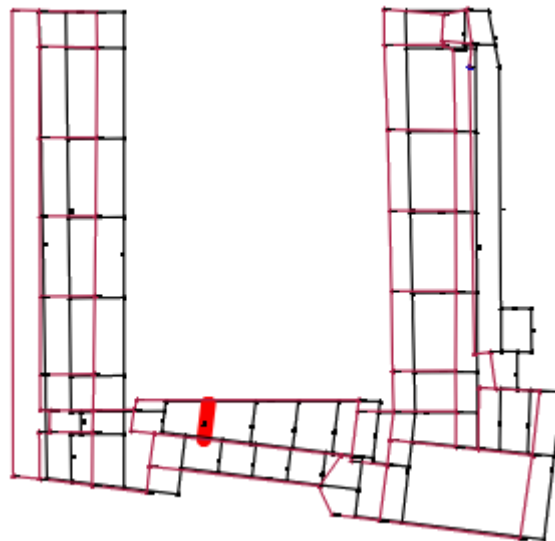


Fig. 4.43. Disposizione in pianta della parete 26 e deformata di piano (linee rosse).

In **Fig. 4.44** sono riassunti i dettagli di verifica relativi all'Analisi Push-Over 14 (distribuzione proporzionale alle masse, verso negativo, eccentricità negativa). Si riportano infatti in modo esplicito le verifiche per i tre Stati Limite principali (*SLV*, *SLD*, *SLO*). A

ciascuna di queste verifiche è riservato un riquadro opportuno in cui il confronto in termini di verifica è essenzialmente effettuato mediante il controllo degli spostamenti (la domanda di spostamento del sisma è indicata con D_{max} , mentre l'offerta di spostamento della struttura è indicata con D_u per lo *SLV*, con D_d per lo *SLD* e con D_o per lo *SLO*). Se l'offerta della struttura è maggiore della domanda, la struttura risulta verificata, in caso contrario non lo sarà.

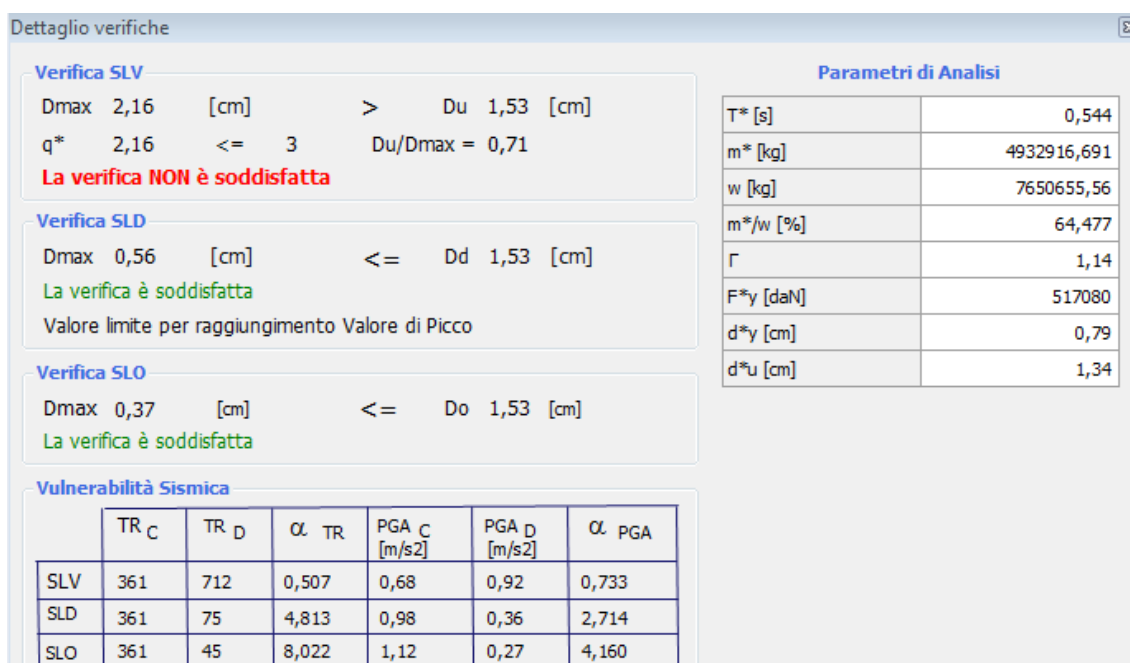


Fig. 4.44. Dettagli della verifica relativa all'Analisi 14.

Con riferimento al primo riquadro relativo alla verifica per lo *SLV*, possiamo vedere che l'offerta è minore della domanda ($D_u < D_{max}$). Di conseguenza la verifica risulta non soddisfatta.

Tale controllo degli spostamenti viene effettuato per tutti gli Stati Limite con riferimento ovviamente allo spettro corrispondente. La verifica a *SLV* contiene però un ulteriore controllo, quello sul fattore di struttura equivalente q^* , il quale deve risultare inferiore a 3. Al § 7.8.1.6 delle *NTC 08* si riporta, infatti [2]:

“Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento [...]. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria, [...] nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall’analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta.”

Questo stralcio della normativa contiene la definizione di q^* , in cui l’asterisco indica l’associazione del fattore di struttura al sistema bilineare equivalente.

La **Fig. 4.44** contiene anche una tabella riassuntiva per il calcolo degli indici di vulnerabilità e i parametri di riferimento per il calcolo con la nomenclatura ufficiale utilizzata nella vigente normativa (§ C7.3.4.1).

La tabella per la valutazione della “Vulnerabilità Sismica” riporta i parametri α derivanti dai rapporti di seguito indicati per ciascuno degli stati limite:

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_C}{PGA_D} \quad (4.10)$$

$$\alpha_{TR} = \frac{TR_C}{TR_D} \quad (4.11)$$

dove:

PGA_C è l’accelerazione di capacità limite per ciascuno degli stati limite (indipendente dallo spettro sismico);

PGA_D è l’accelerazione spettrale per ciascuno degli stati limite (dipendente dallo spettro sismico);

TR_C è il periodo di ritorno dell’azione sismica di capacità limite per ciascuno degli stati limite;

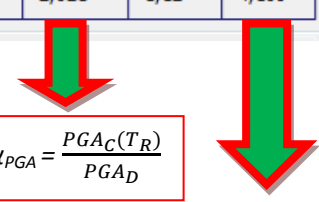
TR_D è il periodo di ritorno spettrale per ciascuno degli stati limite.

Le suddette accelerazioni sono calcolate sul suolo di riferimento, moltiplicando quindi il valore di accelerazione ottenuto per il fattore S ($S = S_S \cdot S_T$), definito nei parametri dello spettro.

I periodi di ritorno sono quelli presenti nell’*Allegato B alle Norme Tecniche per le Costruzioni: tabelle dei parametri che definiscono l’azione sismica*.

La tabella riportata in **Fig. 4.45** mette in luce due differenti procedure di calcolo di α_{PGA} che si basano su due ipotesi teoriche di partenza differenti. Spetta al progettista la scelta di quella che ritiene più idonea per il caso specifico. Entrambe le teorie si possono ritenere valide ed affidabili.

Vulnerabilità Sismica						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	361	712	0,507	0,92	0,71	2,42	0,44	0,769	0,68	0,733
SLD	361	75	4,813	0,36	0,71	2,42	0,44	1,958	0,98	2,714
SLO	361	45	8,022	0,27	0,71	2,42	0,44	2,621	1,12	4,160



$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_C(T_R)}{PGA_D}$$

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Fig. 4.45. Tabella dettagliata per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Ricordiamo che i tre valori principali per la definizione dello spettro (a_g , F_o e T_C^*) sono calcolati dal reticolo di riferimento a partire da un dato valore del periodo di ritorno T_R .

Il valore della PGA_C su suolo rigido corrisponde al valore di a_g .

Il *Metodo 1* ($TR = cost$) consiste nel calcolare la PGA_C facendo variare il valore di a_g fino al raggiungimento della condizione dello stato limite corrispondente, mantenendo F_o e T_C^* costanti definiti sulla base del valore di T_R definito dallo spettro sismico.

Il *Metodo 2* (TR_C) consiste nel calcolare la PGA_C facendo variare il valore di T_R fino al raggiungimento di una terna di valori (a_g, F_o, T_C^*) corrispondente alla condizione dello stato limite in esame.

Il valore di a_g così calcolato corrisponde alla PGA_C ricercata.

Si ricorda, inoltre, che in fase di definizione dell'azione sismica la categoria di sottosuolo, in assenza di informazioni precise, è stata ipotizzata. Ipotizzando ora una *categoria di sottosuolo A* (ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi) e rilanciando l'analisi si ottengono i risultati riportati nella tabella in **Fig. 4.47**, in cui si può vedere che le verifiche risultano ora tutte soddisfatte (i dettagli delle verifiche relative alle 24 analisi sono riportati in *Appendice B* insieme agli indici di vulnerabilità calcolati e alle curve push-over ottenute).

Carico sismico

NT08

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO	
a_g	0,614	0,241	0,180	[m/s ²]
F_o	2,46	2,31	2,41	
T_c^*	0,50	0,26	0,20	[s]
T_R	712	75	45	

Classe suolo

A

	SLV	SLD	SLO	
S_S	1,00	1,00	1,00	
T_B	0,17	0,09	0,07	[s]
T_C	0,50	0,26	0,20	[s]
T_D	1,85	1,70	1,67	[s]

Categoria topografica

T1 S_T 1,0

Fig. 4.46. Parametri di pericolosità sismica per la definizione dello spettro di risposta (categoria di sottosuolo A e categoria topografica T1)

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	1,15	1,75	1,30	0,22	1,75	0,13	1,75	1,525	7,959	13,279
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	1,20	1,89	1,27	0,23	1,89	0,14	1,89	1,571	8,196	13,674
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	1,17	1,79	1,33	0,22	1,79	0,13	1,79	1,528	7,972	13,301
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	1,25	1,97	1,26	0,24	1,97	0,14	1,97	1,577	8,226	13,723
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	1,11	2,15	1,14	0,21	1,48	0,13	1,48	1,939	6,971	11,630
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	1,11	2,87	1,24	0,21	1,61	0,13	1,61	2,419	7,516	12,539
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	0,79	1,84	1,10	0,18	1,67	0,11	1,67	2,134	9,424	15,722
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	0,87	2,42	1,21	0,19	1,55	0,11	1,55	2,485	8,355	13,940
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	281,27	1,14	1,48	1,40	0,22	1,48	0,13	1,48	1,295	6,759	11,276
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-281,27	1,14	1,56	1,34	0,22	1,56	0,13	1,56	1,370	7,147	11,923
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	281,27	1,22	1,62	1,31	0,23	1,62	0,14	1,62	1,334	6,959	11,610
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-281,27	1,19	1,86	1,30	0,23	1,67	0,14	1,67	1,561	7,318	12,209
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	281,27	1,15	1,50	1,46	0,22	1,50	0,13	1,50	1,300	6,784	11,318
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-281,27	1,19	1,53	1,32	0,23	1,53	0,14	1,53	1,290	6,732	11,231
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	281,27	1,25	1,68	1,33	0,24	1,68	0,14	1,36	1,345	7,015	9,508
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-281,27	1,28	1,96	1,22	0,25	1,69	0,15	1,69	1,529	6,869	11,460
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	277,74	1,13	2,01	1,26	0,22	1,35	0,13	1,35	1,782	6,253	10,432
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-277,74	0,99	2,54	1,13	0,20	2,06	0,12	2,06	2,486	10,324	17,224
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	277,74	1,13	2,47	1,35	0,22	1,86	0,13	1,86	2,179	8,583	14,320
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-277,74	1,10	3,05	1,20	0,21	1,67	0,13	1,67	2,498	7,921	13,216
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	277,74	0,80	1,76	1,25	0,18	1,11	0,11	1,11	2,048	6,271	10,463
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-277,74	0,77	2,56	1,04	0,18	1,89	0,11	1,89	2,895	10,739	17,917
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	277,74	0,87	2,27	1,33	0,18	1,50	0,11	1,50	2,262	8,168	13,626
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-277,74	0,90	3,09	1,07	0,19	2,47	0,11	2,47	2,809	12,971	21,640

Legenda colori

■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Fig. 4.47. Risultati delle 24 analisi pushover eseguite in cascata considerando una categoria di sottosuolo A.

Dalla tabella si può notare che le due analisi più gravose sono ancora l'Analisi 14 per la direzione X e l'Analisi 17 per la direzione Y, ma gli indici di vulnerabilità corrispondenti sono in questo caso entrambi maggiori dell'unità.

Si conclude che è quindi necessario definire con esattezza le caratteristiche del terreno di fondazione per poter eseguire correttamente l'analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio oggetto di studio.

Nelle **Fig. 4.48, 4.49 e 4.50** si riportano rispettivamente i dettagli relativi alle verifiche per l'Analisi 14, gli indici di vulnerabilità calcolati e la curva pushover ottenuta.

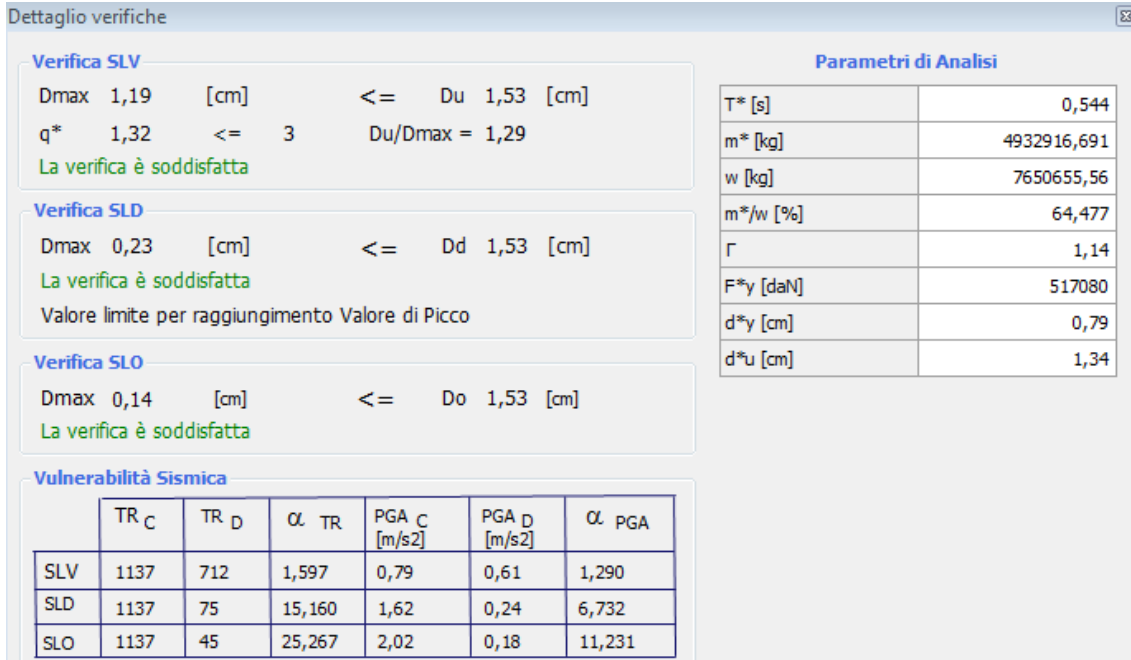


Fig. 4.48. Dettagli della verifica relativa all'Analisi 14 per una categoria di sottosuolo A.

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α TR	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α PGA
SLV	1137	712	1,597	0,61	0,73	2,52	0,53	1,184	0,79	1,290
SLD	1137	75	15,160	0,24	0,73	2,52	0,53	3,016	1,62	6,732
SLO	1137	45	25,267	0,18	0,73	2,52	0,53	4,038	2,02	11,231

Fig. 4.49. Tabella dettagliata per la valutazione della vulnerabilità sismica (categoria di sottosuolo A).

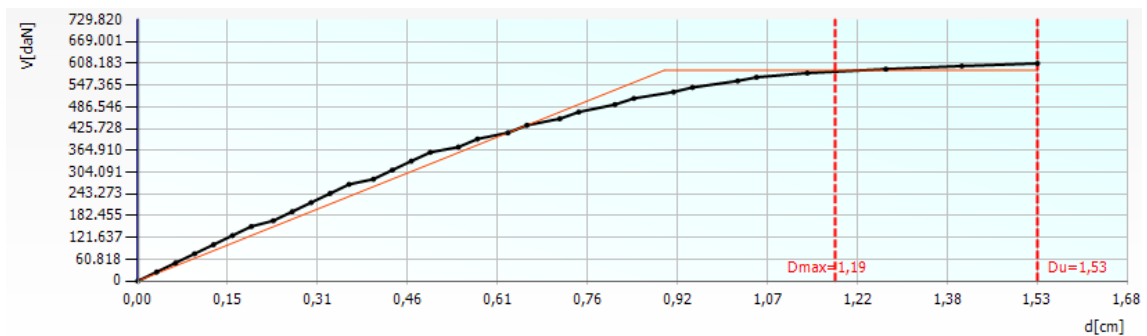


Fig. 4.50. Curva Push-Over relativa all'Analisi 14 (categoria di sottosuolo A).

4.6 Introduzione di cordoli in c.a. nel modello

La rottura delle fasce si verifica molto spesso negli edifici esistenti, soprattutto quando i solai hanno una rigidità estremamente limitata e quando non ci sono cordoli o catene, come nel caso in esame.

Per quanto riguarda la *parete 49*, le fasce che nelle figure esaminate nel paragrafo precedente non sono rotte sono quasi tutte in stato plastico (le uniche di colore verde e quindi integre sono quelle vincolate in fondazione, per le quali del resto non ci si aspetta la rottura).

Le fasce sono elementi deboli un po' anche per la loro posizione che attira tutte le forze su di esse: a fronte dell'applicazione di una forza sismica, se il solaio non è molto rigido, la fascia è quell'elemento che trasferisce da un maschio all'altro la forza sismica.

Si ricorda che la *parete 49*, come si può vedere anche in **Fig. 4.32**, è una parete portante sulla quale insiste il solaio di copertura di tipo “SAPALINO” che non ha subito alcun tipo di intervento di consolidamento o sostituzione, per cui risulta essere quello originario della costruzione (vedi **Fig. 4.3**).

Inoltre, nella modellazione dell'edificio, e in particolare delle pareti, tramite il software *3Muri* sono stati impiegati come oggetti strutturali pannelli murari semplici, anche per le parti dell'edificio in cui il solaio di copertura è stato recentemente sostituito con un nuovo solaio latero-cementizio. Ciò significa che non sono stati modellati i cordoli che, come risulta dagli elaborati conservati negli archivi dell'ufficio tecnico del Comune di Galatina, sono in realtà presenti. Si è proceduto quindi con la rimodellazione dell'edificio tenendo conto dell'esistenza di tali elementi strutturali lì dove risultano stati realizzati, della loro geometria e del quantitativo di armatura in essi disposto e sono state rilanciate le analisi.

Il software consente, infatti, di modellare le pareti anche come elementi composti (in questo caso, pannello in muratura + cordolo in C.A.). Per la definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei cordoli si è fatto riferimento agli elaborati grafici di cui si è precedentemente accennato, per cui sono stati modellati come elementi trave

in c.a. di dimensioni 35 X 34,55 cm, armati superiormente ed inferiormente con 3 ϕ 14 e staffe ϕ 8/15 cm (**Fig. 4.51**).

Fig. 4.51. Definizione delle caratteristiche del pannello murario e del cordolo in c.a..

La sostituzione del solaio di tipo “SAPALINO” con un nuovo solaio latero-cementizio con soletta armata e l’inserimento di un cordolo in c.a. anche in corrispondenza degli elementi fascia che costituiscono la *parete 49* al secondo livello permetterebbe di ridurre il comportamento flessionale, in quanto il cordolo non è altro che un elemento trave che può sopportare parte della flessione che altrimenti competerebbe per intero alla fascia. Di conseguenza il comportamento sarebbe migliore e si posticiperebbe notevolmente la rottura, come si può vedere in **Fig. 4.51**, in cui è riportato il prospetto deformato e danneggiato della *parete 49* per il passo 42 di 43. Dopo l’introduzione di un cordolo in c.a., rappresentato in grigio nella figura, le fasce di piano del secondo livello risultano tutte di colore verde e quindi integre.

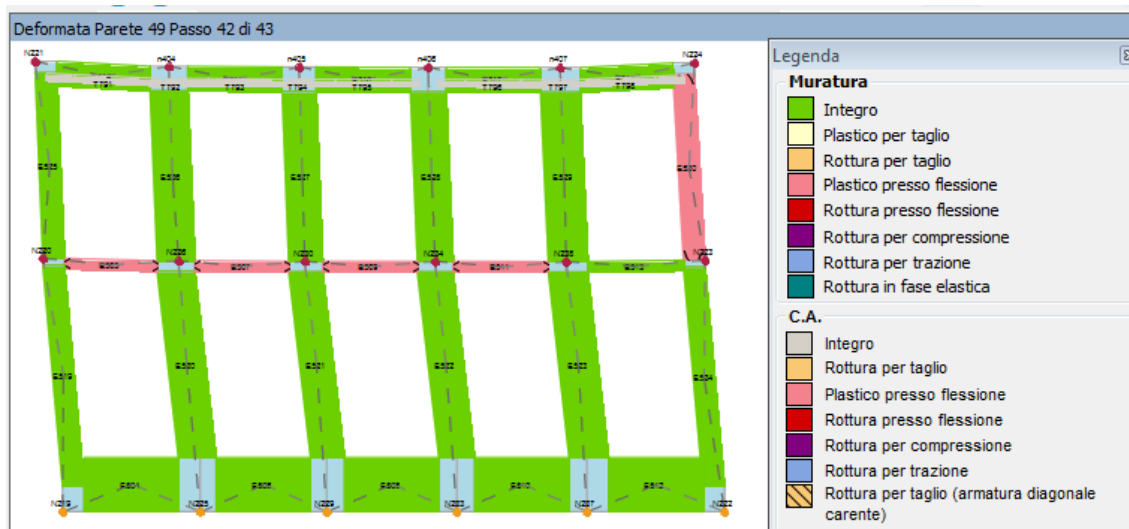


Fig. 4.52. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 49(passo 42 di 43).

Cercare di sanare le fasce, che non sono l’elemento verticale principale cui poi effettivamente viene affidato il compito di sopportare il sisma, è importante perché se una fascia si rompe molto presto, la struttura tende a funzionare decisamente meno bene a telaio. La conseguenza diretta è che i singoli setti murari tenderanno quasi a funzionare “a mensola” e saranno quindi meno efficienti e meno funzionali.

L’introduzione di un nuovo elemento strutturale come il cordolo modifica significativamente il comportamento strutturale globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche. Come si può vedere in **Fig. 4.53**, in cui sono riportati i risultati delle 24 analisi pushover eseguite dopo aver inserito nel modello i cordoli in c.a., alcune delle verifiche risultano ancora non soddisfatte, tuttavia l’indice di vulnerabilità più basso per la direzione X (evidenziato in giallo nella tabella) ha subito un aumento (da 0,733 a 0,770).

Inoltre, le verifiche relative all’*Analisi 17*, che è la più critica per la direzione Y, rispetto all’analisi effettuata in assenza di cordoli, risultano ora non soddisfatte.

Andando a visualizzare i dettagli relativi all’analisi più gravosa tra le due direzioni X ed Y (*Analisi 13*: distribuzione proporzionale alle masse, verso negativo, eccentricità positiva) e in particolare la tabella con le percentuali di elementi danneggiati ad ogni passo dell’analisi, si riscontra, che, rispetto all’analisi effettuata in precedenza, le rotture risultano posticipate notevolmente, verificandosi ora tutte in corrispondenza dell’ultimo passo dell’analisi.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	1,98	1,71	2,09	0,53	1,62	0,35	1,62	0,879	3,047	4,671
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	2,11	1,89	2,10	0,56	1,76	0,36	1,76	0,902	3,164	4,849
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	2,02	2,13	2,17	0,54	1,56	0,35	1,56	1,049	2,910	4,461
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	2,14	1,91	2,16	0,56	1,74	0,37	1,64	0,898	3,091	4,485
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	1,85	2,06	1,71	0,52	1,43	0,34	1,43	1,094	2,747	4,210
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	1,90	2,62	1,85	0,53	1,96	0,34	1,96	1,332	3,723	5,707
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	1,43	1,89	1,65	0,43	1,37	0,29	1,37	1,252	3,149	4,759
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	1,59	2,31	1,74	0,47	1,97	0,31	1,97	1,371	4,198	6,436
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	281,27	2,01	1,50	2,18	0,54	1,50	0,35	1,50	0,771	2,795	4,284
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-281,27	1,95	1,52	2,16	0,53	1,38	0,34	1,38	0,802	2,634	4,038
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	281,27	2,14	1,65	2,20	0,56	1,65	0,37	1,65	0,789	2,937	4,502
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-281,27	2,10	1,60	2,17	0,55	1,60	0,36	1,60	0,780	2,880	4,415
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	281,27	2,04	1,52	2,21	0,54	1,52	0,35	1,52	0,770	2,806	4,302
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-281,27	2,00	1,51	2,19	0,53	1,33	0,35	1,33	0,779	2,489	3,816
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	281,27	2,17	1,65	2,24	0,57	1,65	0,37	1,16	0,782	2,928	3,147
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-281,27	2,18	1,67	2,17	0,57	1,52	0,37	1,52	0,783	2,668	4,090
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	277,74	1,94	1,89	1,90	0,53	1,10	0,35	1,10	0,975	2,069	3,171
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-277,74	1,80	2,60	1,61	0,51	1,83	0,34	1,83	1,374	3,560	5,457
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	277,74	1,95	2,26	2,04	0,53	1,70	0,35	1,70	1,137	3,213	4,925
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-277,74	1,84	2,92	1,78	0,52	2,11	0,34	2,11	1,499	4,074	6,245
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	277,74	1,48	1,81	1,85	0,43	1,24	0,29	1,24	1,174	2,836	4,301
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-277,74	1,35	2,55	1,57	0,41	1,94	0,28	1,94	1,673	4,621	6,943
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	277,74	1,63	2,16	1,91	0,47	1,75	0,31	1,75	1,270	3,705	5,679
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-277,74	1,59	2,93	1,60	0,48	1,63	0,31	1,63	1,680	3,426	5,251

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Fig. 4.53. Risultati delle analisi pushover eseguite dopo l'introduzione di cordoli in c.a. nel modello.

Nelle figure che seguono (Fig. 4.54, 4.55, 4.56) si riportano i dettagli relativi all'Analisi 13 (verifiche in termini di spostamenti, indici di vulnerabilità e curva pushover).

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,04 [cm] > Du 1,52 [cm]
 q* 2,21 <= 3 Du/Dmax = 0,75
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,54 [cm] <= Dd 1,52 [cm]
La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,35 [cm] <= Do 1,52 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	405	712	0,569	0,71	0,92	0,770
SLD	405	75	5,400	1,01	0,36	2,806
SLO	405	45	9,000	1,16	0,27	4,302

Parametri di Analisi

T* [s]	0,52
m* [kg]	5079214,99
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,494
Γ	1,14
F*y [daN]	521536
d*y [cm]	0,7
d*u [cm]	1,33

Fig. 4.54. Verifiche relative all'Analisi 13 effettuata dopo l'introduzione di cordoli in c.a. nel modello.

Vulnerabilità Sismica						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) 0	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	405	712	0,569	0,92	0,74	2,42	0,45	0,805	0,71	0,770
SLD	405	75	5,400	0,36	0,74	2,42	0,45	2,052	1,01	2,806
SLO	405	45	9,000	0,27	0,74	2,42	0,45	2,747	1,16	4,302

Fig. 4.55. Indici di vulnerabilità ottenuti dall'Analisi 13 effettuata dopo l'introduzione di cordoli in c.a. nel modello.

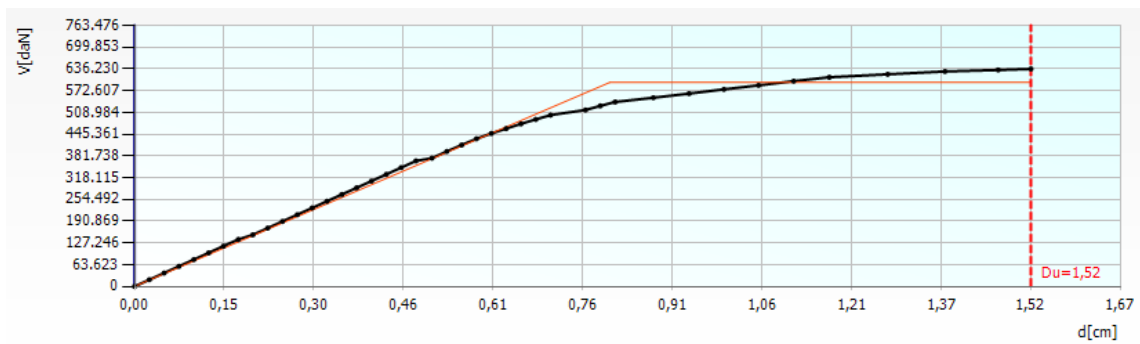


Fig. 4.56. Curva Push-Over ottenuta dall'Analisi 13 effettuata dopo l'introduzione di cordoli in c.a. nel modello.

4.7. Proposta di intervento

La scelta della strategia e della tecnica di intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione.

Gli esiti delle verifiche devono permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza previsti dalle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.

È evidente che tali provvedimenti risultano necessari ed improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontrano l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere valutate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo [4].

Le *NTC 08* individuano le seguenti categorie di intervento:

- Interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme;
- Interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle norme;
- Riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Indipendentemente dall'appartenenza ad una delle tre categorie individuate dalle *NTC*, è opportuno che gli interventi siano principalmente finalizzati all'eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi legate ad errori di progetto e di esecuzione, a degrado, a danni, a trasformazioni, ecc..

4.7.1 Intervento con intonaco rinforzato con rete in GFRP

Vedere il prospetto danneggiato della parete, facendo riferimento alla legenda di colori, permette al progettista, in base agli elementi che si rompono, di decidere in che modo

sanare l'intero pannello o anche una porzione limitata di muratura con tutta una serie di interventi praticabili (iniezioni di malta, inserimento di vari tipi di rinforzi, tra cui anche gli FRP, muratura armata, ecc.) secondo le indicazioni della normativa.

Il consolidamento strutturale di edifici in muratura deve essere affrontato attraverso soluzioni tecniche efficaci che producano effettivi miglioramenti delle caratteristiche di resistenza a taglio e flessione, nonché di duttilità, con un ridotto impatto sui carichi complessivi agenti sulla struttura.

Aspetti imprescindibili di un ottimo intervento di consolidamento sono poi la durata e l'efficacia nel tempo che devono essere garantite dall'assenza di corrosione e di fenomeni di decadimento e dalla compatibilità dei materiali con malte a base di calce, cemento, pozzolana.

Negli ultimi decenni sono state sperimentate varie tecniche per incrementare la resistenza delle pareti in muratura: iniezioni di malta, intonaci armati, rivestimenti con *FRP* (*Fiber Reinforced Polymer*). L'iniezione di malta è una tecnica che consiste nel riempire i vuoti della muratura con malte cementizie o boiaccia; la tecnica dell'intonaco armato consiste nell'applicazione di rivestimenti armati con rete elettro-saldata su entrambe le facce di una parete collegati per mezzo di barre in acciaio passanti attraverso la muratura. Il rivestimento in *FRP* è una tecnica relativamente nuova e consiste nell'applicare laminati o tessuti in *FRP* su entrambe le facce della parete. In particolare vengono impiegati due tipi di compositi in *FRP*: fogli o tessuti di fibre di vetro/carbonio/arammide mono-direzionali e rete in fibra di vetro *FRP*. Il primo gruppo può essere descritto come fogli incollati alle superfici delle pareti per mezzo di resina epossidica, mentre il secondo gruppo consiste nell'applicazione di un intonaco rinforzato con rete in *GFRP* [13].

La tecnica delle iniezioni è stata utilizzata largamente per rinforzare efficacemente edifici in muratura di pietra a doppio paramento dopo il sisma (Friuli 1976, Irpinia 1980, Marche-Umbria 1997, Slovenia 2000-2004, ecc.), ma questo tipo di tecnica di rinforzo non è adeguata per murature a paramento singolo, come quelle che costituiscono l'edificio oggetto di studio, o in pietra di grossa pezzatura. Anche l'intonaco armato è stato largamente utilizzato e ha mostrato una buona efficacia, ma sono stati riscontrati problemi di corrosione delle reti in acciaio alcuni anni dopo l'intervento, come anche problematiche di compatibilità e di eccessiva rigidità rispetto alle murature esistenti.

Così, recentemente, sono state proposte tecniche di rinforzo che possono essere usate per tutte le tipologie di muratura e che adottano materiali non metallici (rivestimenti in *FRP*).

Per la *parete 26*, che non si estende al secondo livello e sulla quale trovano appoggio le due volte a padiglione che coprono gli ambienti che essa separa, si potrebbe optare proprio per un rinforzo dell'intero pannello con intonaco e rete in *GFRP* (*Glass Fiber Reinforced Polymer*).

Per valutare il beneficio che si può conseguire con tale tipologia di intervento si è proceduto con il modellare la parete in questione come un pannello murario con rinforzo. Tra le varie tipologie di rinforzo proposte dal software *3Muri* è stato scelto un rinforzo diffuso realizzato su entrambe le facce della parete, costituito da una rete preformata in materiale composito fibrorinforzato *G.F.R.P. FBMesh 66x66T96AR* di Fibre Net, a maglia quadrata monolitica di dimensione 66X66 mm, con barre costituite da fibre di vetro lunghe alcalino-resistenti impregnate con resina termoindurente di tipo epossidico-vinilestere, adatta per il rinforzo strutturale di murature in tufo.

Nella **Fig. 4.57** sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema di rinforzo ricavate dalla scheda tecnica del produttore [14].

Caratteristiche geometriche	Normativa	Valore
Spessore medio	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006	3 mm
Sezione nominale della singola barra	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006	10 mm ²
Area nominale fibre	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006	3,8 mm ²
Dimensione della maglia (AxB)	CNR-DT 200/2004 CNR-DT 203/2006	66x66 mm
Barre/metro/lato	---	15
Peso	---	500 g/m ²

Caratteristiche meccaniche	Normativa	Valore
Resistenza a trazione della singola barra	ISO 527-4,5:1997	3,5 kN
Allungamento a rottura	ISO 527-4,5:1997	1,5 %
Rigidezza assiale media a trazione EA	ISO 527-4,5:1997	230 kN
Resistenza a strappo media del nodo	---	≥ 0,20 kN

Caratteristiche chimico-fisiche	Normativa	Valore
Fibra di vetro	ASTM C1666M-07	vetro AR - ZrO ₂ ≥ 16 %
Sezione della fibra	ISO 1889:1986	19-24 μm
Resina termoindurente	---	epossidico-vinilestere
Densità resina	---	1,1 g/cm ³
Temperatura di distorsione termica T _g	DIN 53445	120 °C
Coefficiente di dilatazione termica	---	6-7x10 ⁻⁶ cm/cm°C
Conduttività termica	---	0,25 kcal/mh°C
Rapporto in peso fibra/resina	---	65/35 %
Radiotrasparenza a 1 GHz	MIL-STD-285	max 1 ΔdB
Comportamento a esposizione a raggi UV	ASTM G154-2006	nessun difetto (scala grigi 5)
Comportamento a calore, freddo, umidità	ISO 9142:04	nessun difetto (n. cicli 21)
Riciclabilità	Protocollo CSI	cert. n. 140001
Colore	---	verde 6018 (RAL)
Comportamento al fuoco*	EN 13501 - 1: 2009	A2
Potere calorifico	---	7,99 MJ/Kg

Fig. 4.57. Scheda tecnica rete in GFRP FBMesh 66X66T96AR.

Nella definizione delle caratteristiche del rinforzo all'interno del software è possibile decidere la distribuzione dell'armatura mediante l'inserimento dell'area e del passo, come si può vedere in **Fig. 4.58**.

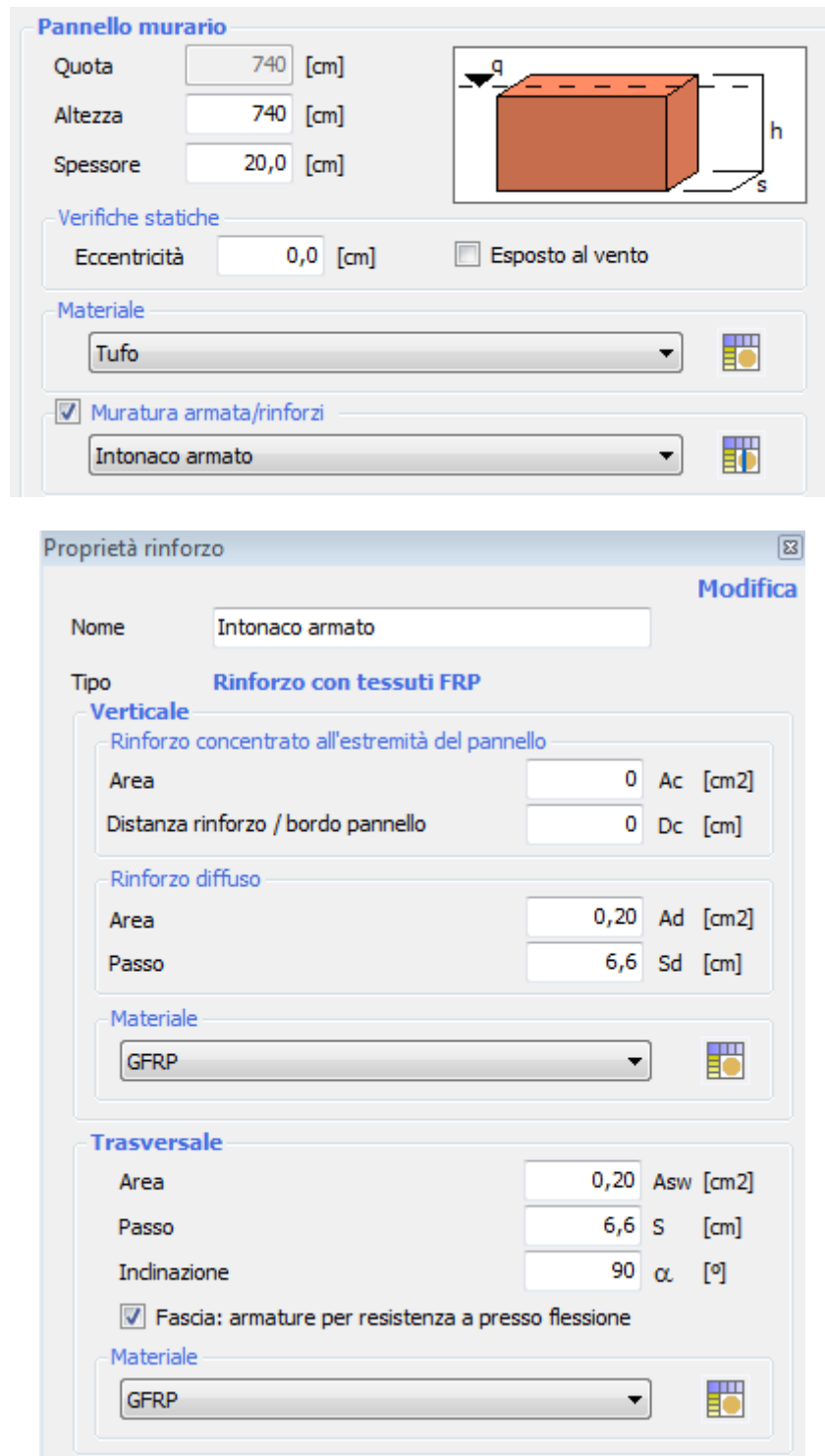


Fig. 4.58. Caratteristiche del pannello murario 26 e proprietà del rinforzo.

Le grandezze richieste dal software per la definizione delle proprietà del rinforzo sono le seguenti:

$$A_d = (0,1 \text{ cm}^2) \cdot 2 = 0,2 \text{ cm}^2 \text{ (con } 0,1 \text{ cm}^2 = \text{ area di una singola barra)}$$

$$A_{sw} = (0,1 \text{ cm}^2) \cdot 2 = 0,2 \text{ cm}^2.$$

La **Fig. 4.59** mostra cosa rappresentano le singole grandezze.

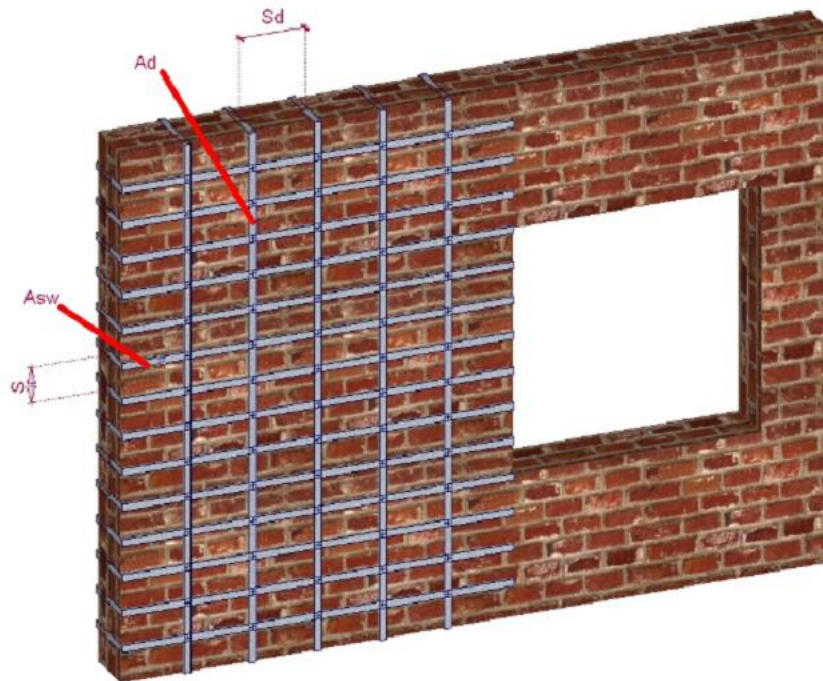


Fig. 4.59. Grandezze richieste dal software 3Muri nel caso di rinforzo diffuso.

Quando si assegna un rinforzo ad un determinato pannello murario, le prescrizioni definite nella tipologia di rinforzo vengono assegnate ai singoli macroelementi murari (maschi e fasce). L'armatura verticale viene impiegata esclusivamente nei maschi murari, mentre l'armatura trasversale interessa anche le fasce (armatura per resistenza a pressoflessione).

Nella **Fig. 4.60** è possibile vedere il livello di danneggiamento dei vari elementi che costituiscono la *parete 26* post-intervento, in corrispondenza dell'ultimo passo dell'*Analisi 16* (la più gravosa) e quindi al termine della curva pushover mostrata in **Fig. 4.65**. In questo caso non si individuano rotture: i due maschi di colore verde risultano integri e la fascia, di colore giallo tenue, risulta plastica per taglio.

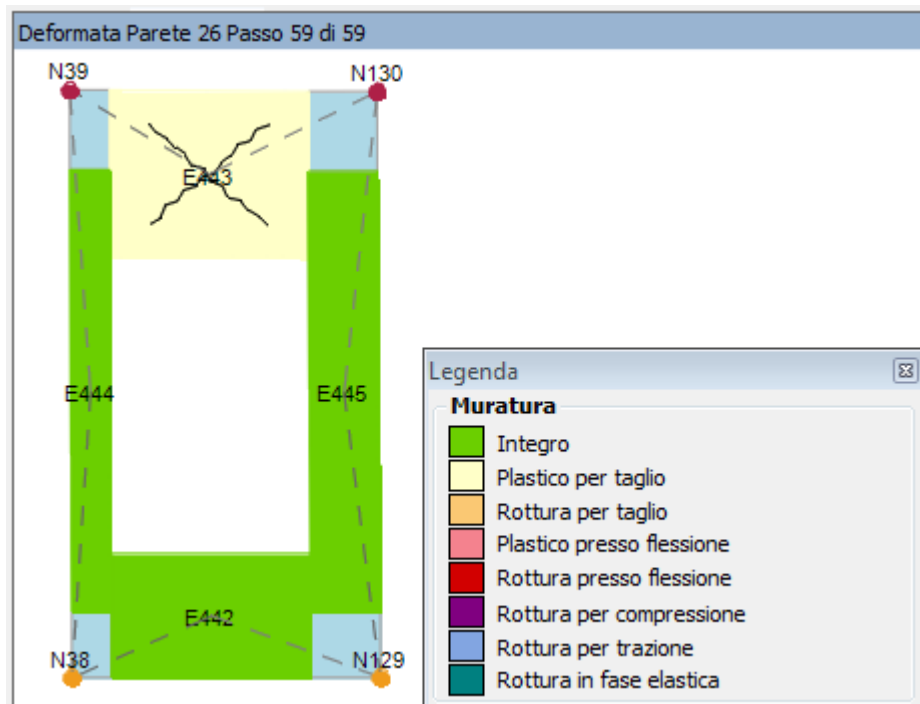


Fig. 4.60. Prospetto deformato e danneggiato relativo alla parete 26 (passo 59 di 59).

È evidente come tale sistema, applicato su entrambe le facce della muratura, incrementi la resistenza a taglio nel piano e la resistenza a flessione senza modificare eccessivamente la rigidezza del pannello murario.

Ulteriori vantaggi che si possono conseguire con tale intervento sono i seguenti:

- Assenza di corrosione;
- Incremento meccanico diffuso e omogeneo;
- Traspirabilità della muratura;
- Amagneticità (no “gabbia di Faraday”);
- Resistenza al fuoco del sistema (classe di reazione al fuoco A2).

Una volta appurata l’efficacia dell’intervento, si è proceduto a rinforzare tutte le pareti che in base ai risultati della precedente analisi risultavano danneggiate, evidenziate in rosso nella **Fig. 4.61**. Osservando i prospetti danneggiati di queste pareti, si è visto che le rotture interessavano soltanto il primo livello della costruzione, per cui il rinforzo è stato applicato soltanto al piano terra. Inoltre, alle pareti esterne il rinforzo è stato appli-

cato soltanto sul lato interno dal momento che il lato esterno della muratura risulta essere “faccia a vista”.

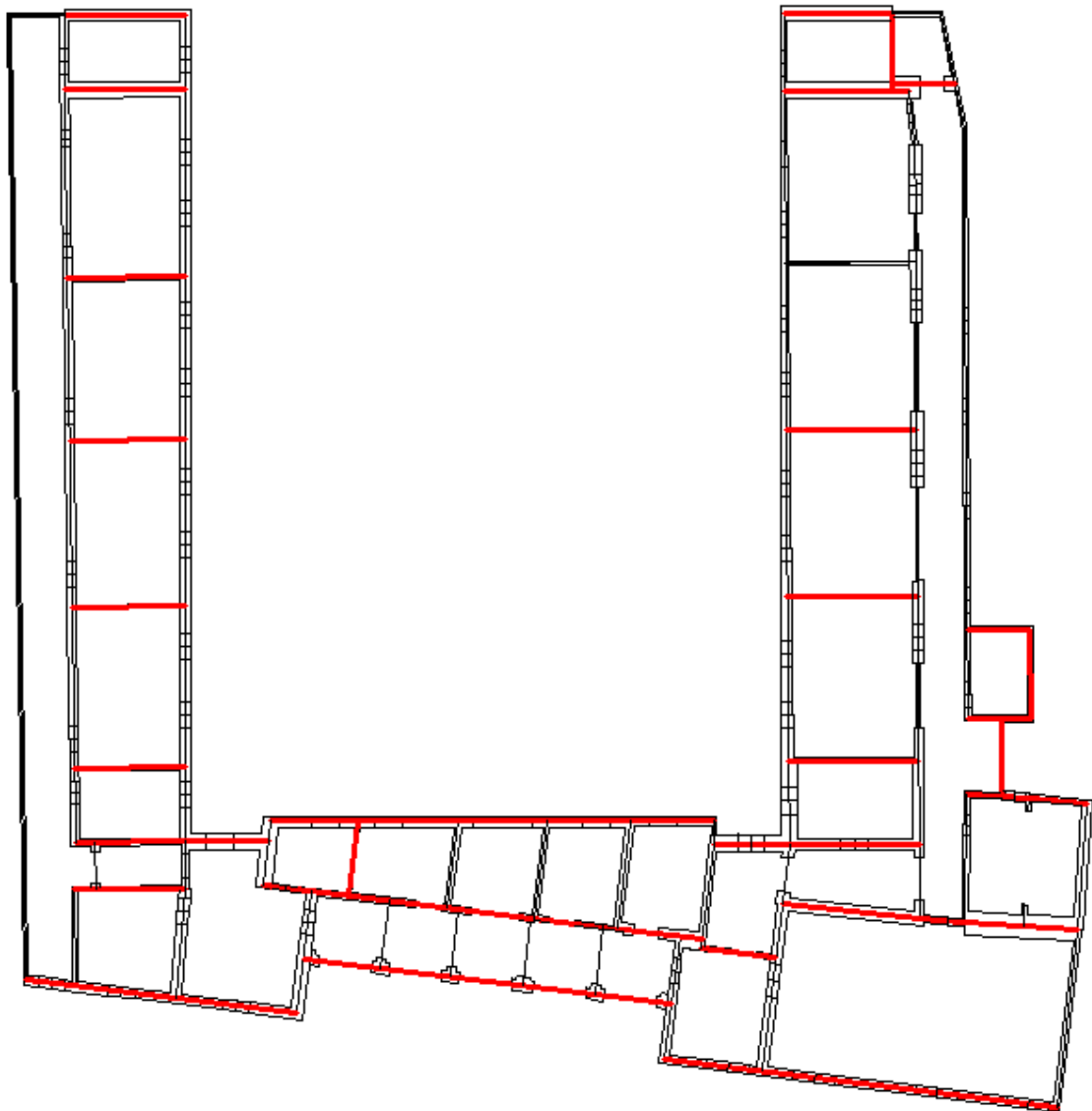


Fig. 4.61. Posizione in pianta delle pareti sottoposte all'intervento con intonaco rinforzato con rete in GFRP.

I risultati delle nuove analisi sono mostrati in forma tabellare in **Fig. 4.62**, dove si può osservare che le 24 analisi pushover eseguite in cascata risultano ora tutte soddisfatte. Nelle **Fig. 4.63**, **4.64** e **4.65** sono riportati i dettagli relativi all'analisi più gravosa per la direzione X, la quale risulta essere la più “critica” (*Analisi 16*: distribuzione proporzio-

nale al 1° modo, verso negativo, eccentricità negativa), mentre quelli relativi a tutte le altre analisi (verifiche in termini di spostamenti, indici di vulnerabilità e curve pushover) sono riportati nell’*Allegato C* del presente lavoro di tesi.

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	1,92	4,58	1,24	0,55	3,22	0,36	3,22	2,162	5,867	8,994
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	2,07	2,42	1,43	0,57	2,14	0,37	2,14	1,151	3,784	5,801
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	1,94	3,59	1,23	0,55	2,99	0,36	1,58	1,715	5,394	4,378
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	2,16	2,57	1,49	0,58	1,65	0,38	1,21	1,171	2,842	3,200
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	1,83	2,11	1,69	0,52	1,55	0,34	1,55	1,130	2,994	4,589
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	2,04	2,65	1,74	0,55	2,00	0,36	2,00	1,266	3,605	5,526
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	1,41	1,88	1,62	0,43	1,37	0,29	1,37	1,254	3,180	4,797
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	1,57	2,38	1,72	0,47	1,83	0,30	1,83	1,416	3,922	6,012
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	281,27	1,91	4,88	1,25	0,55	3,30	0,36	3,30	2,304	6,029	9,241
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-281,27	1,91	4,42	1,28	0,55	2,70	0,36	2,70	2,103	4,943	7,577
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	281,27	2,09	2,56	1,43	0,57	2,12	0,37	2,10	1,196	3,717	5,631
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-281,27	2,11	2,36	1,44	0,57	2,36	0,37	2,36	1,102	4,108	6,297
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	281,27	1,98	4,64	1,25	0,56	2,22	0,36	1,38	2,143	3,975	3,771
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-281,27	1,98	2,80	1,26	0,56	2,80	0,36	2,16	1,354	5,017	5,931
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	281,27	2,12	2,69	1,50	0,57	1,38	0,37	1,02	1,242	2,411	2,728
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-281,27	2,14	2,18	1,54	0,57	2,18	0,38	1,52	1,015	3,784	4,051
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	277,74	1,86	1,91	1,91	0,52	1,35	0,34	1,35	1,022	2,617	4,011
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-277,74	1,75	2,35	1,57	0,51	1,88	0,33	1,88	1,287	3,707	5,683
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	277,74	1,92	2,26	1,99	0,53	1,71	0,34	1,71	1,153	3,258	4,994
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-277,74	1,81	2,90	1,78	0,51	2,16	0,33	2,16	1,510	4,228	6,480
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	277,74	1,47	1,83	1,82	0,43	1,24	0,29	1,24	1,197	2,848	4,309
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-277,74	1,34	2,57	1,55	0,40	2,06	0,28	2,06	1,693	4,908	7,373
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	277,74	1,62	2,24	1,89	0,47	1,67	0,31	1,67	1,316	3,551	5,443
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-277,74	1,57	3,10	1,62	0,47	1,60	0,31	1,60	1,783	3,402	5,215

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Fig. 4.62. Risultati delle 24 analisi pushover eseguite in cascata dopo l'intervento con intonaco rinforzato con rete in GFRP.

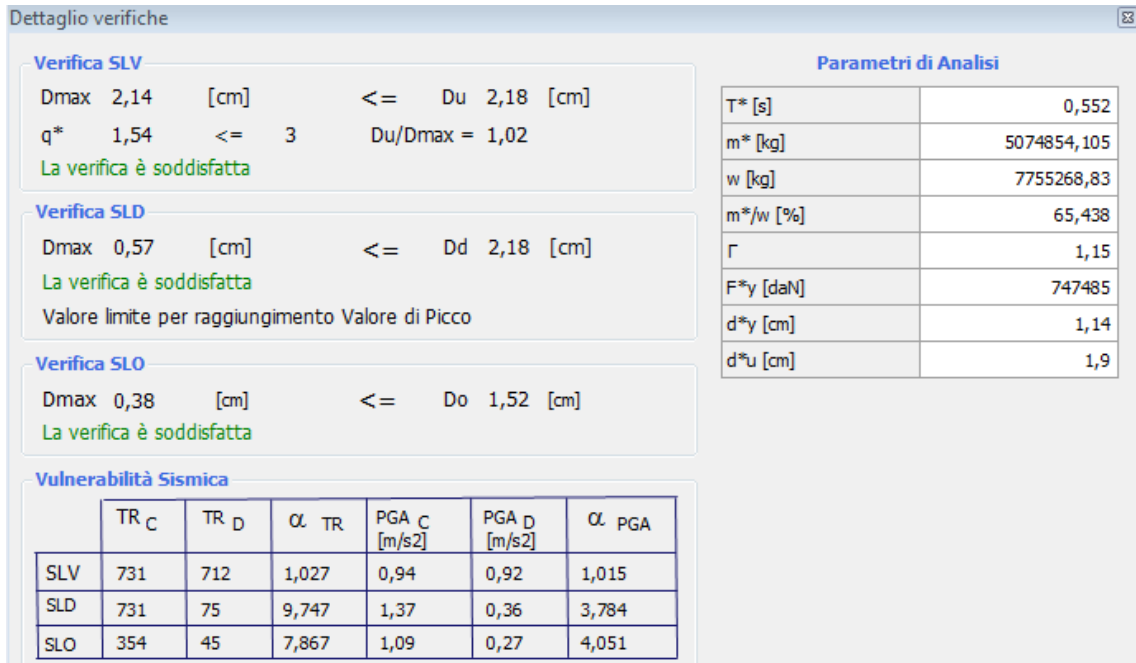


Fig. 4.63. Verifiche relative all'Analisi 16 effettuata dopo l'intervento con intonaco rinforzato con rete in GFRP.

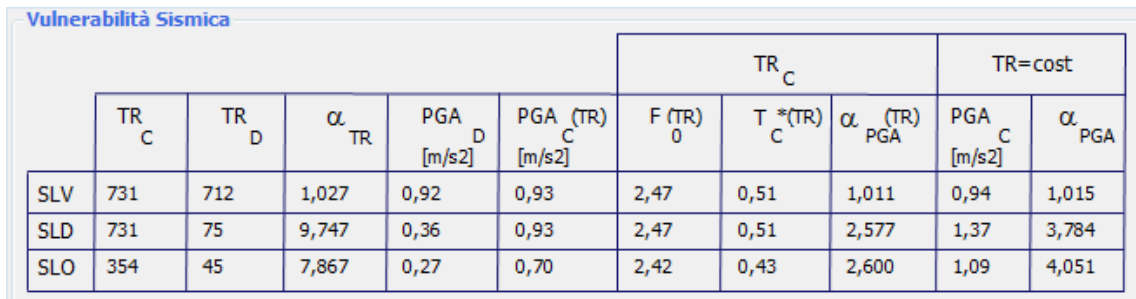


Fig. 4.64. Indici di vulnerabilità ottenuti dall'Analisi 16 effettuata dopo l'intervento con intonaco rinforzato con rete in GFRP.

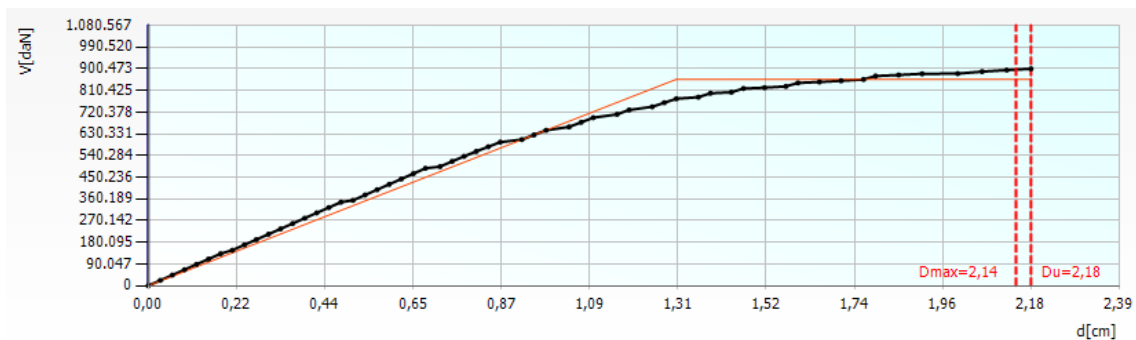


Fig. 4.65. Curva Push-Over ottenuta dall'Analisi 16 effettuata dopo l'intervento con intonaco rinforzato con rete in GFRP.

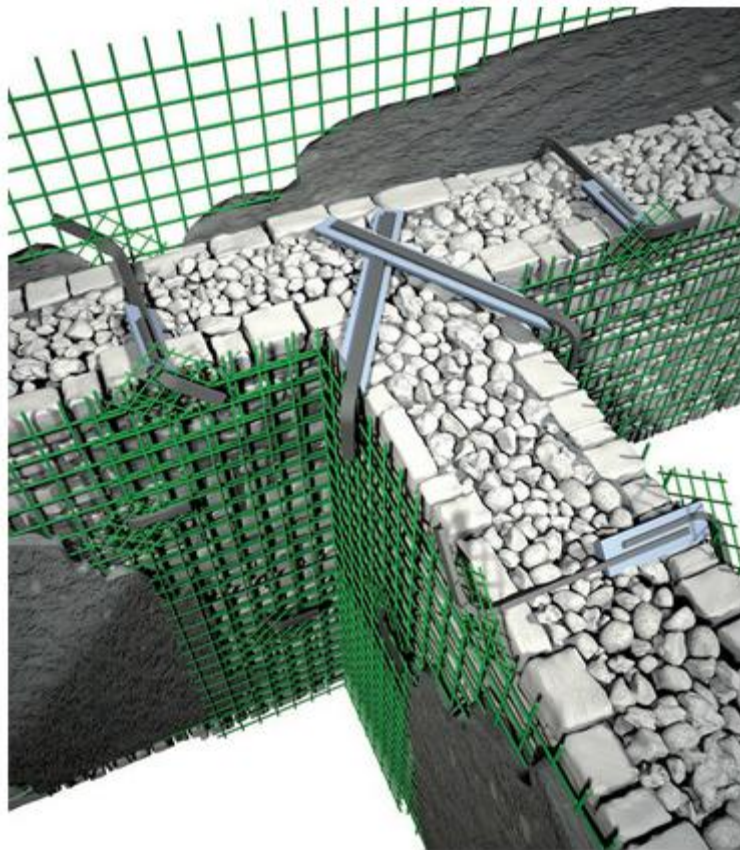


Fig. 4.66. *Tecnica dell'intonaco rinforzato con rete in GFRP.*

Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva dell'intervento, onde assicurare l'efficacia dello stesso, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio.

La procedura di applicazione della tecnica di rinforzo consiste nelle seguenti fasi, illustrate in **Fig. 4.67** [15]:

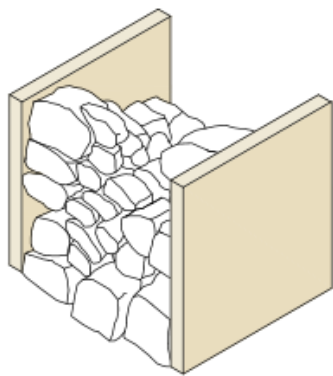
1. Studio della muratura, in termini di spessore e analisi dei materiali;
2. Rimozione dell'intonaco pre-esistente e della malta dai giunti tra gli elementi di muratura (10-15 mm in profondità), da entrambe le facce del pannello ed eventualmente ricostruzione di parti murarie mancanti o particolarmente danneggiate;

3. Lavaggio e bagnatura della superficie a saturazione, applicazione di un primo strato di intonaco (rinzaffo), esecuzione dei fori con trapano a rotazione e applicazione della rete in *GFRP* su un lato verificando che non sia aderente alla parete;
4. Pulizia del foro per mezzo di getto ad aria in pressione e inserimento del connettore ad “L” in *GFRP* di lunghezza pari allo spessore della muratura;
5. Posa della rete in *GFRP* sull’altro lato del paramento murario assicurando che non sia aderente alla muratura;
6. Taglio della parte eccedente del connettore in *GFRP*, se necessario, con dischi diamantati per laterizio;
7. Inserimento nel foro del secondo connettore in *GFRP* creando una sovrapposizione di almeno 10-15 cm;
8. Iniezione di resina epossidica tixotropica per solidarizzare i connettori;
9. Se necessario, applicazione dei fazzoletti di ripartizione;
10. Applicazione di un nuovo strato di intonaco di malta mantenendo la rete in mezzera a tale spessore. L’intonaco ha uno spessore di circa 30 mm per lato.

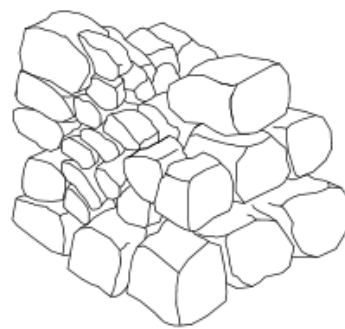
Note:

- I connettori in *GFRP* devono essere disposti in ragione di 4/6 al m²;
- Nelle zone di sovrapposizione dei connettori il foro deve avere un diametro di almeno 24 mm. È sufficiente un foro di diametro 14-18 mm laddove il connettore è singolo;
- La messa in opera della rete può essere eseguita srotolando il rotolo dal basso verso l’alto o viceversa, tra il ponteggio e la muratura;
- Per garantire la continuità meccanica, la rete in *GFRP* deve essere sovrapposta per circa 15-20 cm.

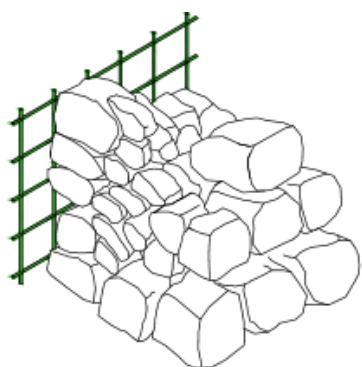
Le operazioni di posa del sistema devono essere condotte da personale esperto e devono rispettare le indicazioni riportate nella scheda tecnica dei singoli prodotti.



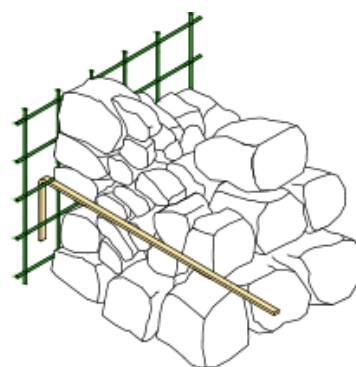
(1)



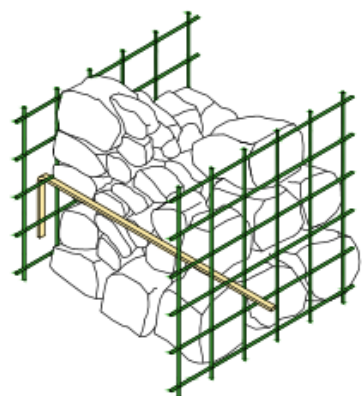
(2)



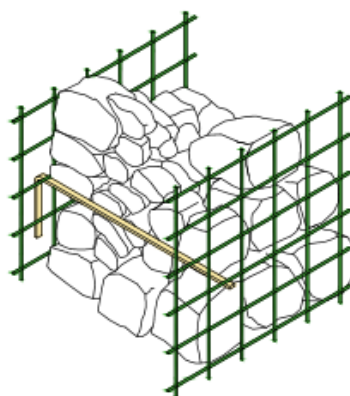
(3)



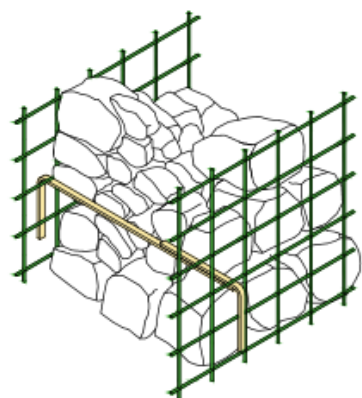
(4)



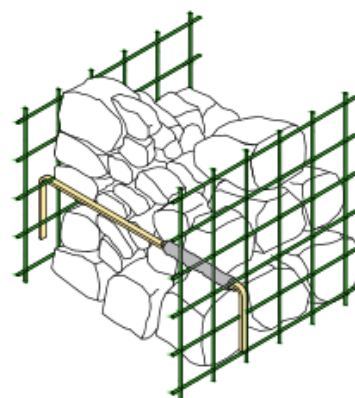
(5)



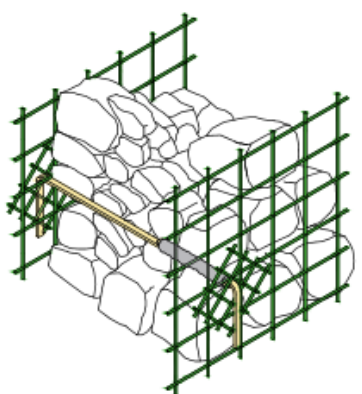
(6)



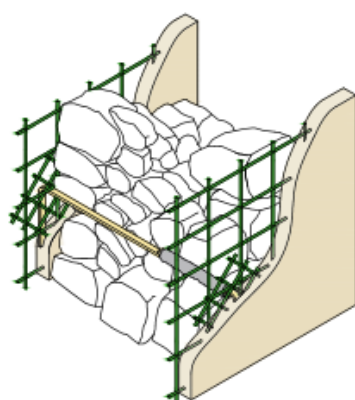
(7)



(8)



(9)



(10)

Fig. 4.67. Fasi applicative dell'intonaco rinforzato con rete in GFRP.

Conclusioni

Il presente studio ha permesso di applicare i moderni metodi dell'analisi non lineare ad un manufatto edilizio in muratura adibito a complesso scolastico, in zona a bassa sismicità. Lo studio, partendo da un'analisi dei concetti generali, ha riguardato, nel dettaglio, il caso di un edificio a due piani fuori terra costruito in muratura di pietra calcarenitica, a conci squadriati. Le diverse tipologie di impalcato (volte, solai piani) e l'attestazione delle diverse quote di impalcato rendono la struttura fortemente irregolare, ragione per la quale sono stati affrontati specifici problemi di modellazione ed analisi strutturale. L'analisi strutturale è stata condotta utilizzando un codice di calcolo a macroelementi, che ha permesso di ricavare risultati in termini di analisi globale (curva pushover) e meccanismi di progressivo danneggiamento dei maschi e delle fasce di piano. In mancanza di approfondite indagini strumentali di natura geosismica, sono stati simulati diversi scenari geotecnici di riferimento. In tal senso la presenza di un ammasso roccioso comporterebbe esiti ben diversi rispetto alla presenza di terreni meno addensati. Come ulteriore approfondimento dello studio eseguito è stato proposto e modellato un intervento di consolidamento ed adeguamento strutturale mediante intonaco armato con sistema *FCRM (Fabric Cementitious Reinforced Mortar)*, costituito da una rete in fibra di vetro immersa in un betoncino a base di leganti idraulici. I risultati delle analisi hanno dimostrato l'efficacia dell'intervento, seppur a livello teorico. Confidando in tal senso nelle risultanze sperimentali ben note in letteratura.

In definitiva si è mostrato come poter applicare un approccio moderno al problema dello studio della vulnerabilità sismica di edifici complessi e molto sensibili da un punto di vista della loro funzione d'uso. Si auspica pertanto che i risultati presentati e le metodologie proposte possano essere di aiuto nell'ottica di creare un'interfaccia tra l'approccio scientifico e la pratica ingegneristica sul campo.

Riferimenti bibliografici

- [1] Ing. Graziella Campagna, “*Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici: un esempio di calcolo*”, www.ingegneri.info, 17 ottobre 2016.
- [2] Ministero dei LL.PP., “*Norme tecniche per le costruzioni*”, D.M. 14 gennaio 2008.
- [3] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2001, “*Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*”.
- [4] Ministero dei LL.PP., *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617* – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [5] RELUIS – Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica - L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, “*Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*”.
- [6] Mauro Dolce, “*La sicurezza sismica delle scuole italiane*”, gennaio 2004.
- [7] Angelo Biondi, “*Analisi pushover: verifica degli edifici esistenti e ottimizzazione dei nuovi*”, Dario Flaccovio Editore, 2004.
- [8] “*3Muri Manuale d’uso – versione 11.0.0*”, S.T.A. DATA srl.

[9] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna, “*Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura*”, Atti del X Congresso Nazionale “L’Ingegneria Sismica in Italia”, Potenza-Matera 9-13 settembre 2001.

[10] Luca Borgesa, Adriano Castagnone, “*Verifiche Sismiche Edifici in Muratura*”, S.T.A. DATA srl.

[11] *3Muri – brochure*, S.T.A. DATA srl, 2015.

[12] Alessandro Galasco, Sara Frumento, “*Analisi sismica delle strutture murarie*”, Sistemi Editoriali, 2011.

[13] Ing. Allen Dudine, “*Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature esistenti mediante utilizzo di intonaco e rete in GFRP*”, Fibre Net S.r.l., 26 novembre 2014.

[14] Sito web: www.fibrenet.it/applicazioni/consolidamento-murature/#ri-struttura.

[15] “*Modalità di posa sistema ri-struttura*”, Fibre Net S.r.l..

Appendice A

Si riportano di seguito i dettagli relativi alle 24 analisi pushover effettuate in *3Muri* con riferimento allo stato di fatto dell'edificio oggetto di studio per una categoria di sottosuolo C. Sono riportati i risultati delle verifiche in termini di spostamenti e gli indici di vulnerabilità per i tre stati limite considerati (*SLV*, *SLD*, *SLO*), nonché le 24 Curve Push-Over ottenute.

Analisi Push-Over N. 1 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,10 [cm] > Du 1,83 [cm]
q* 2,06 <= 3 Du/Dmax = 0,87
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,56 [cm] <= Dd 1,83 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 1,83 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

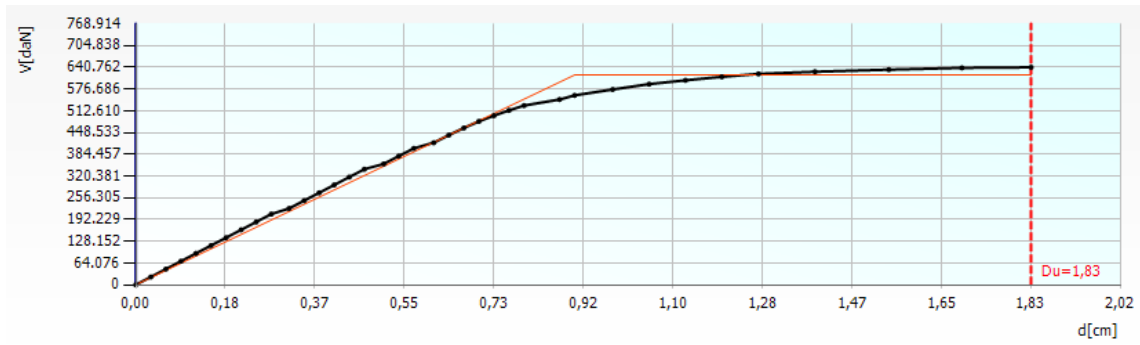
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	553	712	0,777	0,82	0,92	0,887
SLD	553	75	7,373	1,19	0,36	3,279
SLO	553	45	12,289	1,36	0,27	5,027

Parametri di Analisi

T* [s]	0,525
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	528096
d*y [cm]	0,77
d*u [cm]	1,57

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	553	712	0,777	0,92	0,84	2,43	0,48	0,911	0,82	0,887
SLD	553	75	7,373	0,36	0,84	2,43	0,48	2,320	1,19	3,279
SLO	553	45	12,289	0,27	0,84	2,43	0,48	3,106	1,36	5,027



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	23.151
3	0,06	46.302
4	0,09	69.453
5	0,12	92.604
6	0,15	115.755
7	0,19	138.906
8	0,22	162.057
9	0,25	185.208
10	0,28	208.359
11	0,31	224.825
12	0,34	247.976
13	0,38	271.127
14	0,41	294.278
15	0,44	317.430
16	0,47	340.581
17	0,51	356.106
18	0,54	379.257
19	0,57	401.954
20	0,61	418.566
21	0,64	440.877
22	0,67	461.956
23	0,70	481.454
24	0,73	498.349
25	0,76	513.738
26	0,80	528.007
27	0,87	545.826

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
28	0,90	558.063
29	0,98	575.377
30	1,05	591.147
31	1,13	602.341
32	1,20	612.607
33	1,28	621.306
34	1,39	627.708
35	1,54	633.877
36	1,69	639.036
37	1,83	640.762

Analisi Push-Over N. 2 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,24 [cm] > Du 1,97 [cm]
q* 2,10 <= 3 Du/Dmax = 0,88
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,59 [cm] <= Dd 1,97 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,38 [cm] <= Do 1,97 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

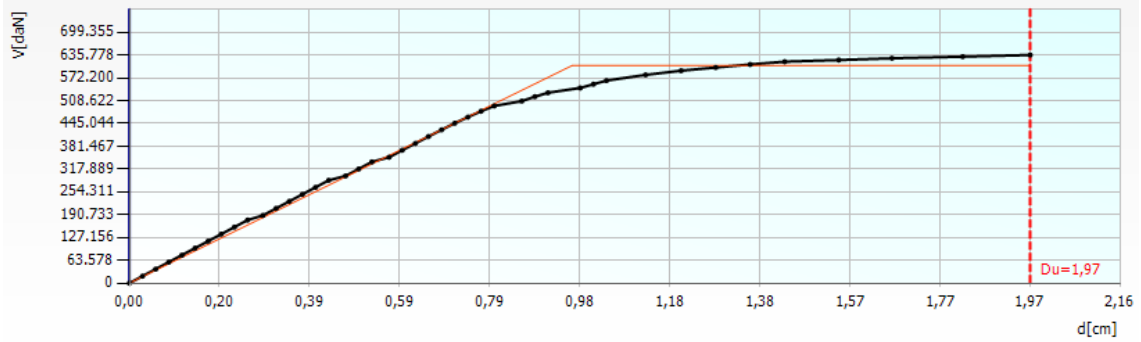
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	553	712	0,777	0,82	0,92	0,887
SLD	553	75	7,373	1,21	0,36	3,360
SLO	553	45	12,289	1,39	0,27	5,151

Parametri di Analisi

T* [s]	0,549
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	517548
d*y [cm]	0,83
d*u [cm]	1,68

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	553	712	0,777	0,92	0,84	2,43	0,48	0,911	0,82	0,887
SLD	553	75	7,373	0,36	0,84	2,43	0,48	2,320	1,21	3,360
SLO	553	45	12,289	0,27	0,84	2,43	0,48	3,106	1,39	5,151



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	19.534
3	0,06	39.068
4	0,09	58.603
5	0,11	78.137
6	0,14	97.671
7	0,17	117.205
8	0,20	136.739
9	0,23	156.273
10	0,26	175.808
11	0,29	188.893
12	0,32	208.427
13	0,35	227.962
14	0,38	247.496
15	0,41	267.030
16	0,44	286.564
17	0,47	298.814
18	0,50	318.348
19	0,53	337.882
20	0,57	351.001
21	0,60	370.400
22	0,62	389.504
23	0,65	408.607
24	0,68	427.499
25	0,71	445.700
26	0,74	462.817
27	0,77	479.141

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
28	0,80	493.849
29	0,86	507.313
30	0,89	519.631
31	0,91	530.694
32	0,98	544.114
33	1,01	554.388
34	1,04	564.608
35	1,13	580.469
36	1,20	592.181
37	1,28	601.017
38	1,36	609.559
39	1,43	617.197
40	1,55	621.958
41	1,67	626.790
42	1,82	631.327
43	1,97	635.778

Analisi Push-Over N. 3 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,16 [cm] > Du 1,86 [cm]
q* 2,15 <= 3 Du/Dmax = 0,86
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 1,86 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 1,86 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

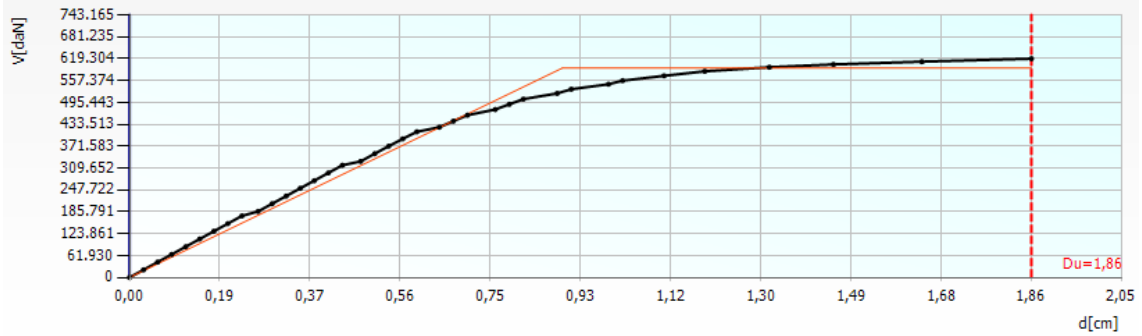
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	531	712	0,746	0,81	0,92	0,874
SLD	531	75	7,080	1,18	0,36	3,272
SLO	531	45	11,800	1,35	0,27	5,016

Parametri di Analisi

T* [s]	0,534
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	506092
d*y [cm]	0,76
d*u [cm]	1,59

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	531	712	0,746	0,92	0,83	2,43	0,48	0,896	0,81	0,874
SLD	531	75	7,080	0,36	0,83	2,43	0,48	2,284	1,18	3,272
SLO	531	45	11,800	0,27	0,83	2,43	0,48	3,057	1,35	5,016



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	21.783
3	0,06	43.567
4	0,09	65.350
5	0,12	87.133
6	0,15	108.916
7	0,17	130.700
8	0,20	152.483
9	0,23	174.266
10	0,27	186.933
11	0,29	208.716
12	0,32	230.499
13	0,35	252.282
14	0,38	274.066
15	0,41	295.849
16	0,44	317.632
17	0,48	328.524
18	0,51	350.292
19	0,54	371.662
20	0,56	392.452

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,59	412.298
22	0,64	425.211
23	0,67	442.518
24	0,70	459.360
25	0,76	475.451
26	0,78	490.125
27	0,81	504.798
28	0,88	520.936
29	0,91	532.793
30	0,99	546.937
31	1,02	557.040
32	1,10	570.788
33	1,19	583.496
34	1,32	595.044
35	1,45	602.994
36	1,64	610.767
37	1,86	619.304

Analisi Push-Over N. 4 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,38 [cm] > Du 2,06 [cm]
q* 2,17 <= 3 Du/Dmax = 0,87
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,61 [cm] <= Dd 2,06 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,40 [cm] <= Do 2,06 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

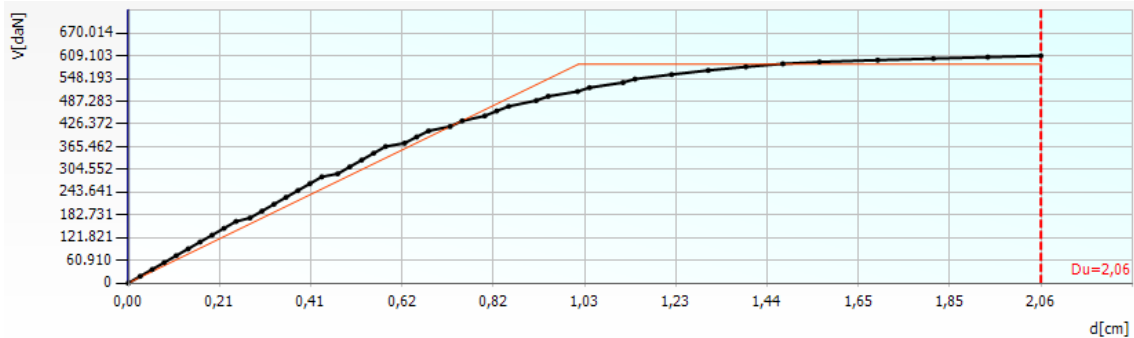
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	527	712	0,740	0,80	0,92	0,871
SLD	527	75	7,027	1,22	0,36	3,373
SLO	527	45	11,711	1,40	0,27	5,170

Parametri di Analisi

T* [s]	0,572
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	500372
d*y [cm]	0,87
d*u [cm]	1,76

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	527	712	0,740	0,92	0,82	2,43	0,48	0,895	0,80	0,871
SLD	527	75	7,027	0,36	0,82	2,43	0,48	2,280	1,22	3,373
SLO	527	45	11,711	0,27	0,82	2,43	0,48	3,052	1,40	5,170



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	18.380
3	0,05	36.760
4	0,08	55.140
5	0,11	73.520
6	0,13	91.901
7	0,16	110.281
8	0,19	128.661
9	0,22	147.041
10	0,24	165.421
11	0,27	174.610
12	0,30	192.990
13	0,33	211.370
14	0,36	229.750
15	0,38	248.130
16	0,41	266.510
17	0,44	284.890
18	0,47	292.980
19	0,50	311.360

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
20	0,53	329.740
21	0,55	348.031
22	0,58	366.056
23	0,62	375.041
24	0,65	391.750
25	0,68	407.869
26	0,73	419.736
27	0,75	434.726
28	0,80	448.118
29	0,83	461.280
30	0,86	473.678
31	0,92	489.230
32	0,95	500.709
33	1,01	513.553
34	1,04	523.880
35	1,11	537.507
36	1,14	546.836
37	1,22	558.930
38	1,31	570.120
39	1,39	579.667
40	1,48	587.642
41	1,56	592.845
42	1,69	597.601
43	1,81	601.727
44	1,94	605.721
45	2,06	609.103

Analisi Push-Over N. 5 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,88 [cm] <= Du 2,12 [cm]
q* 1,72 <= 3 Du/Dmax = 1,13
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,52 [cm] <= Dd 1,47 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,34 [cm] <= Do 1,47 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

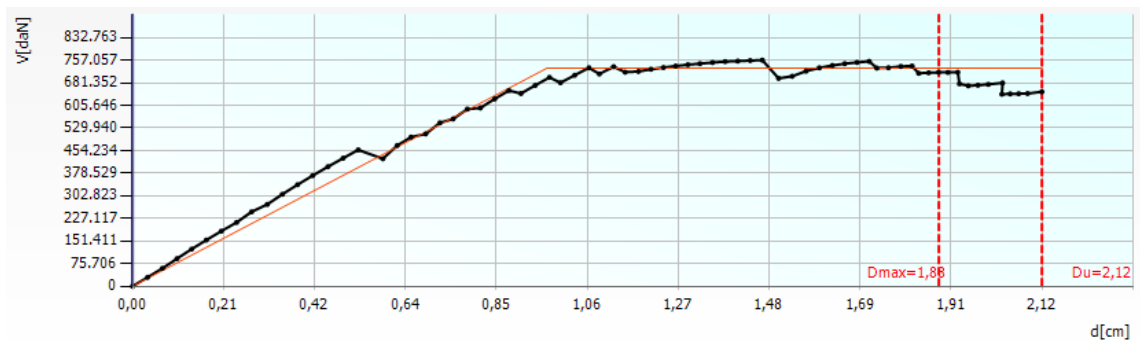
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	882	712	1,239	1,02	0,92	1,110
SLD	445	75	5,933	1,02	0,36	2,812
SLO	445	45	9,889	1,16	0,27	4,311

Parametri di Analisi

T* [s]	0,506
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	644857
d*y [cm]	0,85
d*u [cm]	1,87

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	882	712	1,239	0,92	1,00	2,49	0,52	1,085	1,02	1,110
SLD	445	75	5,933	0,36	0,77	2,42	0,46	2,133	1,02	2,812
SLO	445	45	9,889	0,27	0,77	2,42	0,46	2,856	1,16	4,311



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	29.830
3	0,07	59.981
4	0,10	92.492

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
5	0,14	124.312
6	0,17	154.692
7	0,21	184.477
8	0,24	213.747
9	0,28	249.192
10	0,31	274.199
11	0,35	308.111
12	0,38	340.043
13	0,42	370.746
14	0,45	400.365
15	0,49	428.900
16	0,53	456.692
17	0,58	426.840
18	0,62	471.280
19	0,65	499.370
20	0,68	510.103
21	0,72	547.319
22	0,75	560.302
23	0,78	593.229
24	0,81	597.082
25	0,84	627.201
26	0,88	655.262
27	0,90	645.322
28	0,94	672.671
29	0,97	699.398
30	1,00	681.439
31	1,03	706.651
32	1,06	731.548
33	1,09	710.901
34	1,12	735.182
35	1,15	716.827
36	1,18	719.262
37	1,21	726.745
38	1,24	732.366
39	1,26	737.365

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
40	1,29	741.898
41	1,32	745.482
42	1,35	749.213
43	1,38	752.357
44	1,41	754.086
45	1,44	755.823
46	1,47	757.057
47	1,50	696.177
48	1,54	703.183
49	1,57	720.359
50	1,60	731.442
51	1,63	739.379
52	1,66	745.260
53	1,69	749.502
54	1,71	752.997
55	1,73	730.686
56	1,76	731.793
57	1,79	736.051
58	1,81	737.469
59	1,83	713.103
60	1,85	714.777
61	1,88	716.232
62	1,90	715.998
63	1,92	716.705
64	1,93	677.785
65	1,95	671.230
66	1,97	673.233
67	1,99	676.029
68	2,03	680.975
69	2,02	643.059
70	2,04	644.108
71	2,06	644.712
72	2,08	645.344
73	2,12	651.186

Analisi Push-Over N. 6 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,91 [cm] <= Du 2,82 [cm]
q* 1,88 <= 3 Du/Dmax = 1,48
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,52 [cm] <= Dd 1,59 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,34 [cm] <= Do 1,59 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

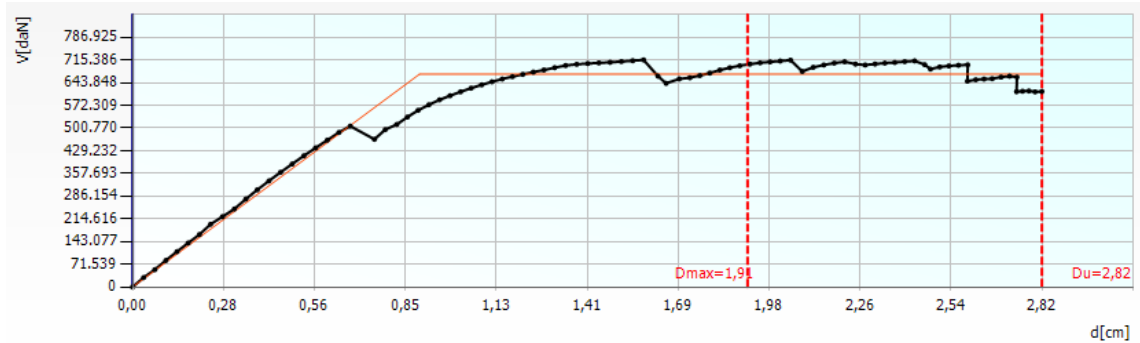
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1549	712	2,176	1,31	0,92	1,420
SLD	497	75	6,627	1,10	0,36	3,035
SLO	497	45	11,044	1,26	0,27	4,652

Parametri di Analisi

T* [s]	0,507
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	591735
d*y [cm]	0,79
d*u [cm]	2,49

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1549	712	2,176	0,92	1,21	2,58	0,54	1,310	1,31	1,420
SLD	497	75	6,627	0,36	0,80	2,42	0,48	2,227	1,10	3,035
SLO	497	45	11,044	0,27	0,80	2,42	0,48	2,981	1,26	4,652



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	29.724
3	0,07	54.728
4	0,10	83.797

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
5	0,14	111.500
6	0,17	138.710
7	0,21	165.378
8	0,24	197.675
9	0,28	221.430
10	0,32	245.907
11	0,35	277.107
12	0,39	306.450
13	0,42	334.191
14	0,46	361.186
15	0,50	387.530
16	0,53	413.286
17	0,57	438.115
18	0,60	462.715
19	0,64	486.894
20	0,68	506.769
21	0,75	465.170
22	0,78	495.819
23	0,82	512.112
24	0,85	535.344
25	0,89	556.564
26	0,92	574.083
27	0,95	589.732
28	0,99	602.685
29	1,02	615.041
30	1,05	626.473
31	1,08	636.865
32	1,12	646.383
33	1,15	655.221
34	1,18	662.716
35	1,21	669.919
36	1,24	677.053
37	1,28	683.587
38	1,31	690.942
39	1,34	697.731

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
40	1,38	701.530
41	1,41	704.070
42	1,45	705.989
43	1,48	707.838
44	1,52	710.320
45	1,55	712.987
46	1,59	715.386
47	1,63	664.521
48	1,66	641.690
49	1,70	655.575
50	1,73	659.310
51	1,76	666.153
52	1,79	673.972
53	1,82	683.408
54	1,85	690.852
55	1,89	697.143
56	1,92	702.113
57	1,95	706.321
58	1,98	709.239
59	2,01	711.900
60	2,04	714.700
61	2,08	679.044
62	2,11	692.060
63	2,15	699.571
64	2,18	705.383
65	2,21	709.716
66	2,24	702.255
67	2,27	699.431
68	2,31	702.534
69	2,34	705.454
70	2,37	707.440
71	2,40	709.970
72	2,43	712.296
73	2,46	700.485
74	2,48	686.441

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
75	2,51	693.166
76	2,53	696.441
77	2,56	698.511
78	2,59	699.899
79	2,59	648.318
80	2,62	653.052
81	2,64	655.146
82	2,67	656.235
83	2,70	661.300
84	2,72	664.243
85	2,75	661.234
86	2,74	615.303
87	2,76	616.716
88	2,78	617.766
89	2,80	614.774
90	2,82	615.863

Analisi Push-Over N. 7 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,41 [cm] <= Du 1,80 [cm]
q* 1,65 <= 3 Du/Dmax = 1,28
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,42 [cm] <= Dd 1,64 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,28 [cm] <= Do 1,64 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

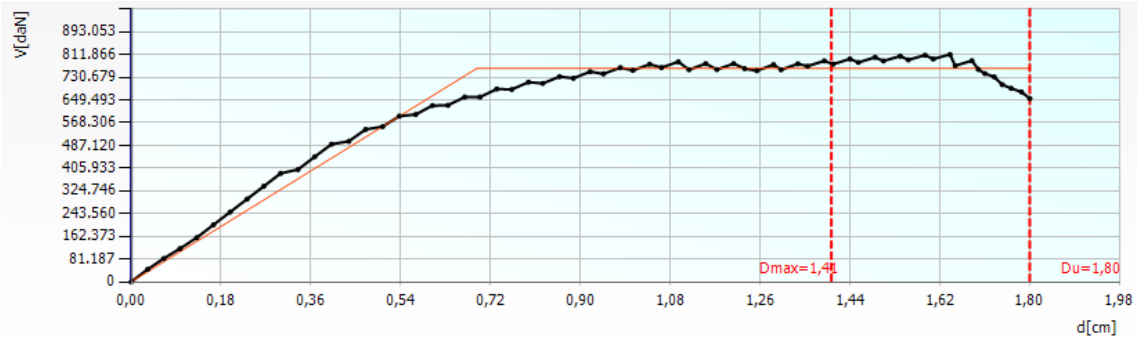
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1093	712	1,535	1,12	0,92	1,221
SLD	927	75	12,360	1,39	0,36	3,837
SLO	927	45	20,600	1,57	0,27	5,823

Parametri di Analisi

T* [s]	0,42
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	672562
d*y [cm]	0,61
d*u [cm]	1,59

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1093	712	1,535	0,92	1,08	2,52	0,53	1,170	1,12	1,221
SLD	927	75	12,360	0,36	1,02	2,49	0,52	2,813	1,39	3,837
SLO	927	45	20,600	0,27	1,02	2,49	0,52	3,766	1,57	5,823



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	45.089
3	0,07	83.308
4	0,10	119.075
5	0,13	157.874
6	0,17	203.745
7	0,20	249.616
8	0,23	295.487
9	0,27	341.358
10	0,30	387.229
11	0,33	401.048
12	0,37	446.919
13	0,40	491.638
14	0,44	501.952
15	0,47	544.177
16	0,50	554.297
17	0,54	591.829
18	0,57	597.623
19	0,60	629.565

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
20	0,64	630.401
21	0,67	659.988
22	0,70	659.917
23	0,73	688.596
24	0,76	686.889
25	0,80	712.868
26	0,83	708.681
27	0,86	732.684
28	0,89	727.010
29	0,92	750.544
30	0,95	742.609
31	0,98	764.776
32	1,01	755.284
33	1,04	776.892
34	1,06	765.082
35	1,10	785.726
36	1,12	757.516
37	1,15	778.998
38	1,18	757.994
39	1,21	779.202
40	1,23	761.277
41	1,26	753.808
42	1,29	775.558
43	1,30	757.235
44	1,34	778.447
45	1,36	770.190
46	1,39	788.947
47	1,41	777.366
48	1,44	795.964
49	1,46	783.462
50	1,49	801.667
51	1,51	788.782
52	1,54	805.932
53	1,56	792.582
54	1,59	809.260

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
55	1,61	795.696
56	1,64	811.866
57	1,65	771.674
58	1,69	789.739
59	1,70	758.560
60	1,71	743.656
61	1,73	731.873
62	1,75	704.139
63	1,77	691.057
64	1,79	677.899
65	1,80	654.552

Analisi Push-Over N. 8 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,53 [cm] <= Du 2,37 [cm]
q* 1,81 <= 3 Du/Dmax = 1,55
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,45 [cm] <= Dd 1,52 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,29 [cm] <= Do 1,52 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

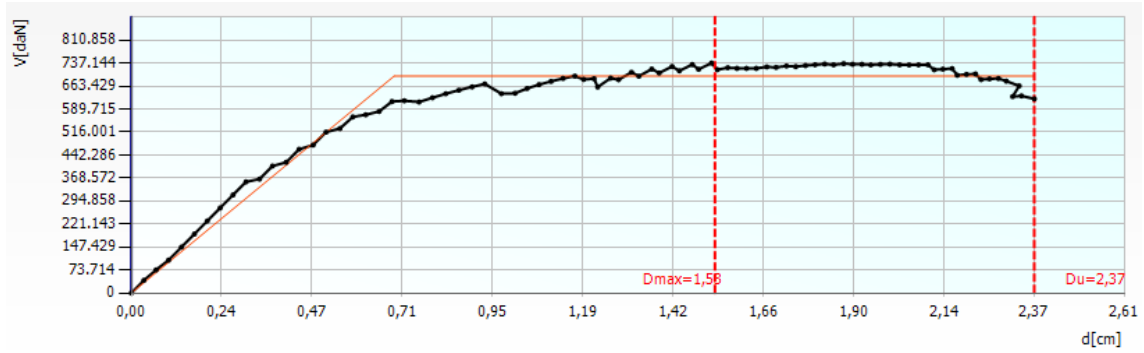
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1603	712	2,251	1,33	0,92	1,446
SLD	701	75	9,347	1,22	0,36	3,373
SLO	701	45	15,578	1,40	0,27	5,170

Parametri di Analisi

T* [s]	0,439
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	613929
d*y [cm]	0,61
d*u [cm]	2,09

Vulnerabilità Sismica

	TR _C			TR=cost						
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1603	712	2,251	0,92	1,22	2,58	0,55	1,325	1,33	1,446
SLD	701	75	9,347	0,36	0,92	2,46	0,50	2,536	1,22	3,373
SLO	701	45	15,578	0,27	0,92	2,46	0,50	3,395	1,40	5,170



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	40.611
3	0,07	74.198
4	0,10	105.495
5	0,13	147.314
6	0,17	189.133
7	0,20	230.952
8	0,23	272.771
9	0,27	314.591
10	0,30	356.410
11	0,34	365.280
12	0,37	407.099
13	0,41	418.958
14	0,44	460.777
15	0,48	474.384
16	0,51	515.793
17	0,55	527.455
18	0,58	564.589
19	0,62	571.419
20	0,65	581.993
21	0,69	613.778
22	0,72	616.379
23	0,76	612.311
24	0,79	626.011
25	0,83	638.881
26	0,86	650.251
27	0,90	660.830

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
28	0,93	670.251
29	0,97	639.046
30	1,01	640.410
31	1,04	655.742
32	1,07	668.079
33	1,10	678.455
34	1,13	687.838
35	1,17	695.339
36	1,19	684.679
37	1,22	687.101
38	1,23	660.197
39	1,26	688.846
40	1,28	683.818
41	1,31	707.663
42	1,33	694.915
43	1,37	718.051
44	1,39	705.275
45	1,42	726.212
46	1,44	712.223
47	1,47	732.518
48	1,49	717.091
49	1,52	737.144
50	1,54	715.957
51	1,57	722.278
52	1,59	720.203
53	1,62	720.046
54	1,64	720.171
55	1,67	724.858
56	1,69	723.350
57	1,72	727.676
58	1,75	725.770
59	1,77	729.134
60	1,80	731.717
61	1,82	734.074
62	1,85	731.662

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
63	1,87	735.387
64	1,90	733.416
65	1,92	733.204
66	1,94	731.302
67	1,97	732.959
68	1,99	733.807
69	2,02	731.570
70	2,04	731.196
71	2,07	731.484
72	2,09	731.740
73	2,11	715.617
74	2,13	717.722
75	2,16	719.535
76	2,17	698.093
77	2,19	700.917
78	2,22	702.366
79	2,23	684.132
80	2,25	686.572
81	2,28	687.739
82	2,30	679.297
83	2,33	663.894
84	2,32	629.738
85	2,34	631.959
86	2,37	622.453

Analisi Push-Over N. 9 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,12 [cm] > Du 1,59 [cm]
q* 2,20 <= 3 Du/Dmax = 0,75
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,56 [cm] <= Dd 1,59 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 1,59 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

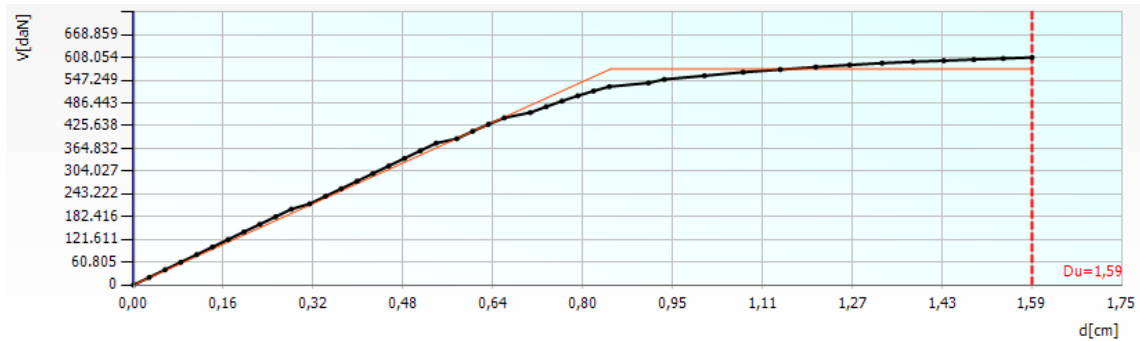
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	409	712	0,574	0,71	0,92	0,773
SLD	409	75	5,453	1,03	0,36	2,837
SLO	409	45	9,089	1,17	0,27	4,348

Parametri di Analisi

T* [s]	0,526
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	492832
d*y [cm]	0,72
d*u [cm]	1,36

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	409	712	0,574	0,92	0,74	2,42	0,45	0,808	0,71	0,773
SLD	409	75	5,453	0,36	0,74	2,42	0,45	2,060	1,03	2,837
SLO	409	45	9,089	0,27	0,74	2,42	0,45	2,758	1,17	4,348



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	20.266
3	0,06	40.533

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,08	60.799
5	0,11	81.066
6	0,14	101.332
7	0,17	121.599
8	0,20	141.865
9	0,22	162.132
10	0,25	182.398
11	0,28	202.665
12	0,31	216.835
13	0,34	237.102
14	0,37	257.368
15	0,40	277.635
16	0,42	297.901
17	0,45	318.168
18	0,48	338.434
19	0,51	358.701
20	0,54	378.967
21	0,57	390.919
22	0,60	410.714
23	0,63	429.408
24	0,66	446.586
25	0,70	460.871
26	0,73	476.478
27	0,76	491.496
28	0,79	505.560
29	0,81	518.390
30	0,84	530.100
31	0,91	540.095
32	0,94	549.445
33	1,01	559.194
34	1,08	568.749
35	1,15	575.837
36	1,21	582.377
37	1,27	588.108
38	1,33	592.876

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,38	596.785
40	1,44	599.591
41	1,49	602.489
42	1,54	605.339
43	1,59	608.054

Analisi Push-Over N. 10 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,06 [cm] > Du 1,56 [cm]
q* 2,10 <= 3 Du/Dmax = 0,76
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,55 [cm] <= Dd 1,56 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 1,56 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

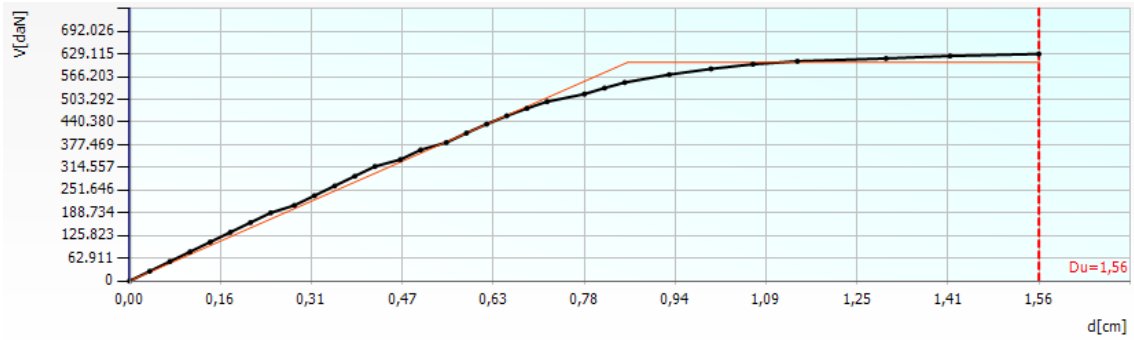
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	417	712	0,586	0,72	0,92	0,784
SLD	417	75	5,560	1,03	0,36	2,836
SLO	417	45	9,267	1,17	0,27	4,347

Parametri di Analisi

T* [s]	0,517
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	517465
d*y [cm]	0,73
d*u [cm]	1,33

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	417	712	0,586	0,92	0,75	2,42	0,45	0,815	0,72	0,784
SLD	417	75	5,560	0,36	0,75	2,42	0,45	2,076	1,03	2,836
SLO	417	45	9,267	0,27	0,75	2,42	0,45	2,779	1,17	4,347



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	26.993
3	0,07	53.986
4	0,10	80.979
5	0,14	107.972
6	0,17	134.965
7	0,21	161.958
8	0,24	188.951
9	0,28	209.477
10	0,32	236.470
11	0,35	263.463
12	0,39	290.456
13	0,42	317.449
14	0,47	336.552
15	0,50	363.234
16	0,54	383.628
17	0,58	409.916
18	0,61	434.749
19	0,65	457.701
20	0,68	478.381
21	0,72	497.006
22	0,78	518.003
23	0,82	534.696
24	0,85	550.137
25	0,93	571.988
26	1,00	587.752
27	1,07	600.760

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
28	1,15	608.899
29	1,30	616.754
30	1,41	623.613
31	1,56	629.115

Analisi Push-Over N. 11 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,31 [cm] > Du 1,74 [cm]
q* 2,20 <= 3 Du/Dmax = 0,75
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,60 [cm] <= Dd 1,74 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,39 [cm] <= Do 1,74 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

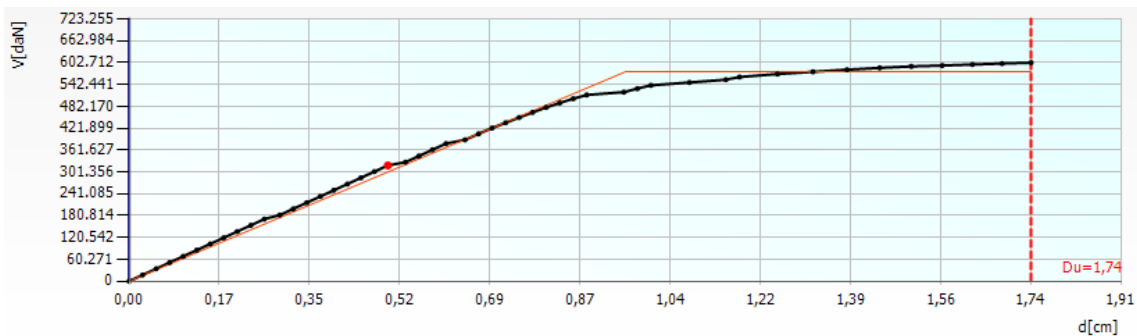
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	403	712	0,566	0,71	0,92	0,768
SLD	403	75	5,373	1,05	0,36	2,912
SLO	403	45	8,956	1,21	0,27	4,463

Parametri di Analisi

T* [s]	0,56
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	492985
d*y [cm]	0,82
d*u [cm]	1,48

Vulnerabilità Sismica

	TR _C			TR=cost						
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}					
SLV	403	712	0,566	0,92	0,74	2,42	0,45	0,804	0,71	0,768
SLD	403	75	5,373	0,36	0,74	2,42	0,45	2,047	1,05	2,912
SLO	403	45	8,956	0,27	0,74	2,42	0,45	2,741	1,21	4,463



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	17.112
3	0,05	34.224
4	0,08	51.335
5	0,10	68.447
6	0,13	85.559
7	0,16	102.671
8	0,18	119.782
9	0,21	136.894
10	0,23	154.006
11	0,26	171.118
12	0,29	182.288
13	0,32	199.399
14	0,34	216.511
15	0,37	233.623
16	0,39	250.735
17	0,42	267.846
18	0,45	284.958
19	0,47	302.070
20	0,50	319.182
21	0,53	328.156
22	0,56	345.267
23	0,58	362.379
24	0,61	379.467
25	0,65	389.766
26	0,67	406.331
27	0,70	422.382

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
28	0,72	436.889
29	0,75	451.329
30	0,78	465.603
31	0,80	479.144
32	0,83	491.455
33	0,86	503.133
34	0,88	513.605
35	0,95	521.353
36	0,98	530.992
37	1,00	540.092
38	1,08	547.872
39	1,15	555.743
40	1,18	562.976
41	1,25	571.212
42	1,32	577.421
43	1,38	583.152
44	1,45	588.185
45	1,51	592.204
46	1,57	594.797
47	1,62	597.471
48	1,68	600.142
49	1,74	602.712

Analisi Push-Over N. 12 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,20 [cm] > Du 1,86 [cm]
q* 2,13 <= 3 Du/Dmax = 0,85
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,58 [cm] <= Dd 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,38 [cm] <= Do 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

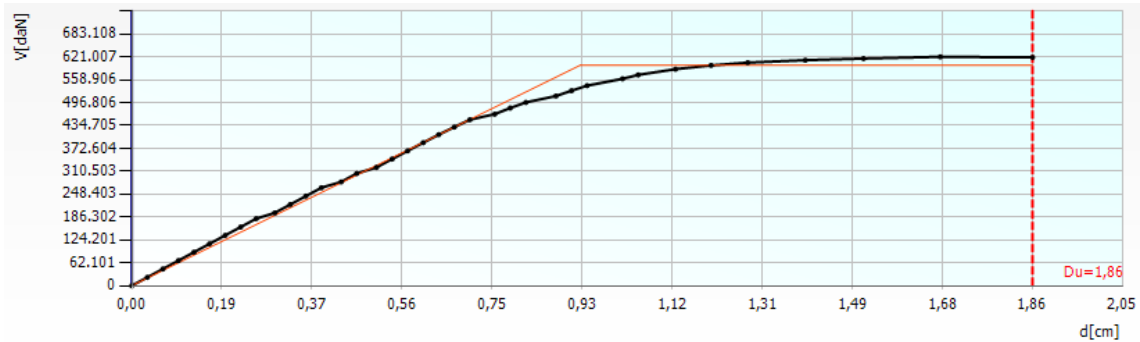
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	511	712	0,718	0,79	0,92	0,859
SLD	417	75	5,560	1,05	0,36	2,898
SLO	417	45	9,267	1,20	0,27	4,443

Parametri di Analisi

T* [s]	0,542
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	510690
d*y [cm]	0,79
d*u [cm]	1,59

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* _C (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	511	712	0,718	0,92	0,81	2,42	0,48	0,884	0,79	0,859
SLD	417	75	5,560	0,36	0,75	2,42	0,45	2,076	1,05	2,898
SLO	417	45	9,267	0,27	0,75	2,42	0,45	2,779	1,20	4,443



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	22.756
3	0,06	45.511

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,10	68.267
5	0,13	91.022
6	0,16	113.778
7	0,19	136.533
8	0,23	159.289
9	0,26	182.044
10	0,30	197.637
11	0,33	220.393
12	0,36	243.148
13	0,39	265.904
14	0,43	281.682
15	0,47	304.437
16	0,51	321.100
17	0,54	343.616
18	0,57	365.829
19	0,60	388.041
20	0,64	409.913
21	0,67	430.486
22	0,70	450.392
23	0,75	465.468
24	0,78	482.151
25	0,82	497.306
26	0,88	514.615
27	0,91	529.083
28	0,94	542.806
29	1,02	561.446
30	1,05	572.018
31	1,13	587.503
32	1,20	597.755
33	1,28	605.188
34	1,39	611.781
35	1,51	616.461
36	1,67	621.007
37	1,86	619.505

Analisi Push-Over N. 13 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,16 [cm] > Du 1,60 [cm]
q* 2,31 <= 3 Du/Dmax = 0,74
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 1,60 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 1,60 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

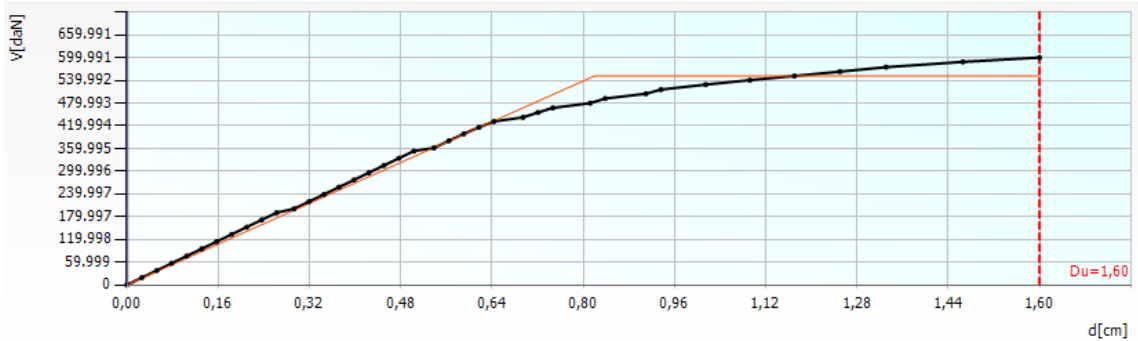
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	401	712	0,563	0,70	0,92	0,765
SLD	401	75	5,347	1,02	0,36	2,833
SLO	401	45	8,911	1,17	0,27	4,343

Parametri di Analisi

T* [s]	0,531
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	470595
d*y [cm]	0,7
d*u [cm]	1,37

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T*(TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	401	712	0,563	0,92	0,74	2,42	0,45	0,802	0,70	0,765
SLD	401	75	5,347	0,36	0,74	2,42	0,45	2,043	1,02	2,833
SLO	401	45	8,911	0,27	0,74	2,42	0,45	2,736	1,17	4,343



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	19.069
3	0,05	38.138

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,08	57.207
5	0,11	76.277
6	0,13	95.346
7	0,16	114.415
8	0,18	133.484
9	0,21	152.553
10	0,24	171.622
11	0,26	190.691
12	0,29	200.826
13	0,32	219.895
14	0,35	238.964
15	0,37	258.033
16	0,40	277.102
17	0,43	296.172
18	0,45	315.241
19	0,48	334.310
20	0,50	353.379
21	0,54	361.622
22	0,57	380.449
23	0,59	398.802
24	0,62	415.688
25	0,64	431.299
26	0,70	442.254
27	0,72	455.065
28	0,75	467.261
29	0,81	479.768
30	0,84	491.963
31	0,91	504.502
32	0,94	515.521
33	1,02	528.767
34	1,09	540.467
35	1,17	551.449
36	1,25	562.997
37	1,33	574.839
38	1,47	588.700

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,60	599.991

Analisi Push-Over N. 14 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,18 [cm] > Du 1,53 [cm]
q* 2,16 <= 3 Du/Dmax = 0,70
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 1,53 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 1,53 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

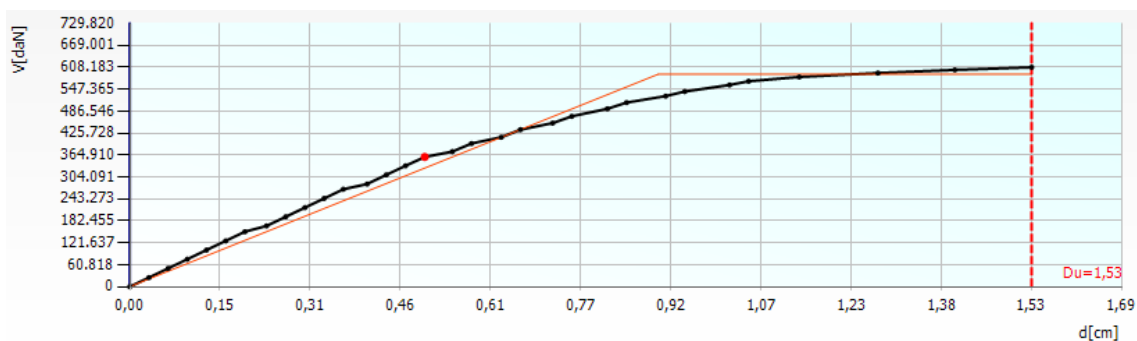
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	359	712	0,504	0,67	0,92	0,729
SLD	359	75	4,787	0,97	0,36	2,677
SLO	359	45	7,978	1,11	0,27	4,104

Parametri di Analisi

T* [s]	0,537
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	502502
d*y [cm]	0,77
d*u [cm]	1,31

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	359	712	0,504	0,92	0,71	2,42	0,44	0,767	0,67	0,729
SLD	359	75	4,787	0,36	0,71	2,42	0,44	1,954	0,97	2,677
SLO	359	45	7,978	0,27	0,71	2,42	0,44	2,616	1,11	4,104



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	25.398
3	0,07	50.796
4	0,10	76.195
5	0,13	101.593
6	0,16	126.991
7	0,20	152.389
8	0,23	168.467
9	0,27	193.865
10	0,30	219.263
11	0,33	244.662
12	0,36	270.060
13	0,40	284.615
14	0,44	310.014
15	0,47	335.121
16	0,50	359.498
17	0,55	374.436
18	0,58	396.813
19	0,63	414.256
20	0,66	435.173
21	0,72	453.419
22	0,75	472.256
23	0,81	492.974
24	0,84	510.250
25	0,91	528.152
26	0,94	540.911
27	1,02	559.059
28	1,05	569.358
29	1,14	581.188
30	1,27	592.078
31	1,40	600.902
32	1,53	608.183

Analisi Push-Over N. 15 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,41 [cm] > Du 1,79 [cm]
q* 2,30 <= 3 Du/Dmax = 0,74
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,61 [cm] <= Dd 1,79 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,40 [cm] <= Do 1,44 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

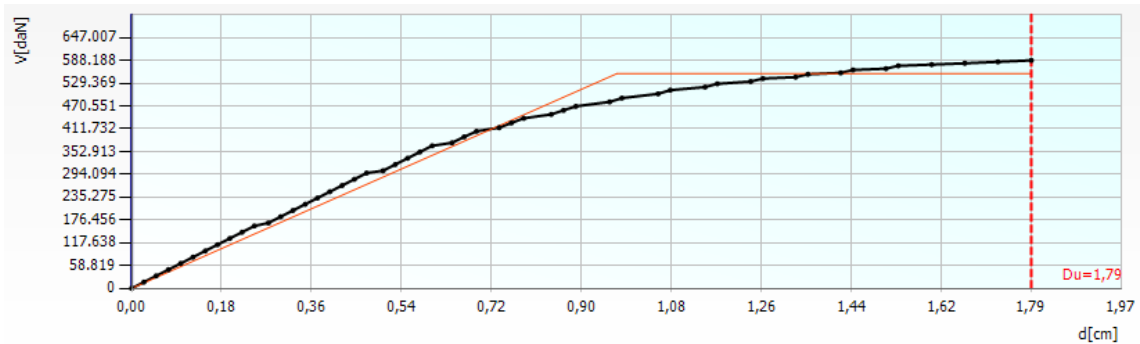
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	393	712	0,552	0,70	0,92	0,759
SLD	393	75	5,240	1,06	0,36	2,928
SLO	257	45	5,711	0,97	0,27	3,599

Parametri di Analisi

T* [s]	0,575
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	472915
d*y [cm]	0,83
d*u [cm]	1,53

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	393	712	0,552	0,92	0,73	2,42	0,45	0,796	0,70	0,759
SLD	393	75	5,240	0,36	0,73	2,42	0,45	2,027	1,06	2,928
SLO	257	45	5,711	0,27	0,62	2,43	0,39	2,284	0,97	3,599



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,02	16.101
3	0,05	32.202

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,07	48.302
5	0,10	64.403
6	0,12	80.504
7	0,15	96.605
8	0,17	112.706
9	0,20	128.806
10	0,22	144.907
11	0,24	161.008
12	0,27	168.749
13	0,30	184.850
14	0,32	200.951
15	0,35	217.052
16	0,37	233.153
17	0,40	249.253
18	0,42	265.354
19	0,44	281.455
20	0,47	297.556
21	0,50	303.515
22	0,53	319.616
23	0,55	335.717
24	0,58	351.818
25	0,60	367.835
26	0,64	375.544
27	0,66	390.959
28	0,69	405.198
29	0,73	414.592
30	0,76	426.664
31	0,78	438.707
32	0,84	448.911
33	0,86	459.322
34	0,89	469.568
35	0,95	481.066
36	0,98	490.804
37	1,05	501.853
38	1,07	511.322

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,14	519.312
40	1,17	527.766
41	1,23	533.631
42	1,26	541.298
43	1,32	544.867
44	1,35	552.356
45	1,41	556.004
46	1,44	563.434
47	1,50	566.873
48	1,53	574.164
49	1,60	577.413
50	1,66	580.708
51	1,73	584.392
52	1,79	588.188

Analisi Push-Over N. 16 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,44 [cm] > Du 1,97 [cm]
q* 2,16 <= 3 Du/Dmax = 0,81
La verifica NON è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,62 [cm] <= Dd 1,69 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,40 [cm] <= Do 1,69 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

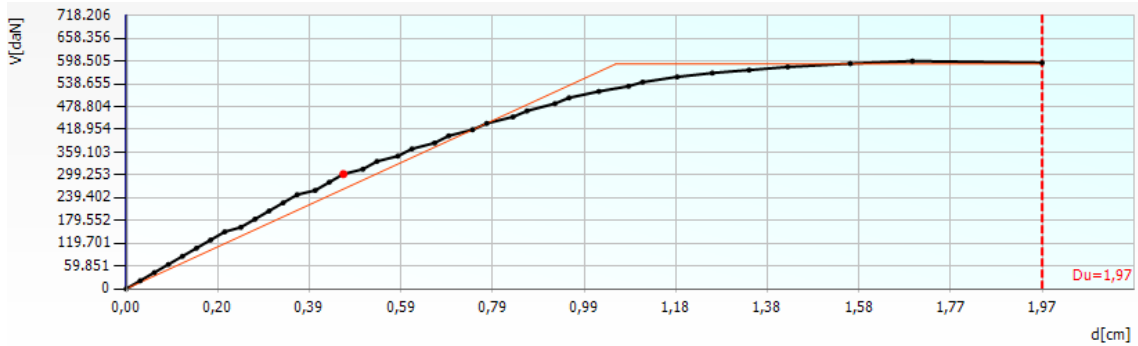
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	461	712	0,647	0,76	0,92	0,820
SLD	339	75	4,520	0,99	0,36	2,734
SLO	339	45	7,533	1,13	0,27	4,190

Parametri di Analisi

T* [s]	0,581
m* [kg]	4796097,267
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	62,689
Γ	1,17
F*y [daN]	504208
d*y [cm]	0,9
d*u [cm]	1,68

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	461	712	0,647	0,92	0,78	2,42	0,47	0,850	0,76	0,820
SLD	339	75	4,520	0,36	0,69	2,42	0,43	1,909	0,99	2,734
SLO	339	45	7,533	0,27	0,69	2,42	0,43	2,556	1,13	4,190



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	21.411
3	0,06	42.822
4	0,09	64.233
5	0,12	85.645
6	0,15	107.056
7	0,18	128.467
8	0,21	149.878
9	0,25	161.855
10	0,28	183.266
11	0,31	204.677
12	0,34	226.088
13	0,37	247.499
14	0,41	258.752
15	0,44	280.163
16	0,47	301.575
17	0,51	314.349
18	0,54	334.962
19	0,58	348.897
20	0,62	367.794

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,66	383.322
22	0,69	402.114
23	0,75	418.236
24	0,78	434.784
25	0,83	451.752
26	0,86	467.584
27	0,92	486.774
28	0,95	501.979
29	1,02	518.775
30	1,08	532.443
31	1,11	543.150
32	1,19	557.061
33	1,26	567.120
34	1,34	574.844
35	1,42	583.128
36	1,56	591.953
37	1,69	598.505
38	1,97	594.022

Analisi Push-Over N. 17 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,95 [cm] <= Du 1,97 [cm]
 q* 1,93 <= 3 Du/Dmax = 1,01
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,53 [cm] <= Dd 1,33 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,34 [cm] <= Do 1,33 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

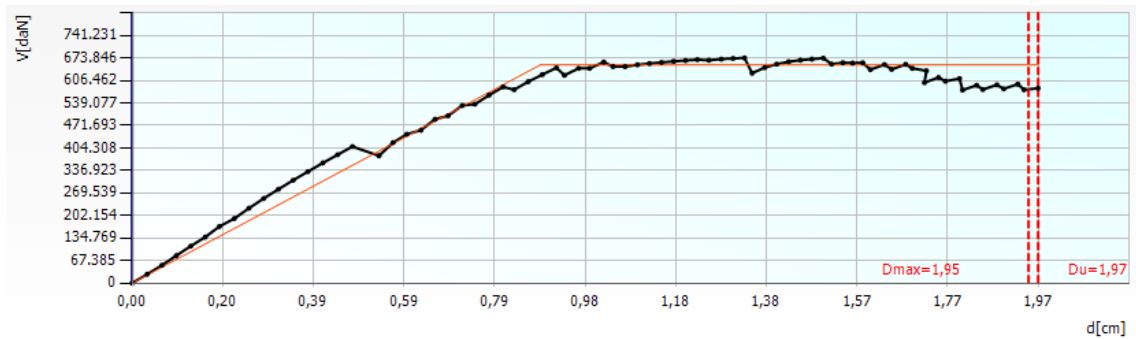
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	727	712	1,021	0,93	0,92	1,009
SLD	343	75	4,573	0,91	0,36	2,516
SLO	343	45	7,622	1,04	0,27	3,856

Parametri di Analisi

T* [s]	0,513
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	576504
d*y [cm]	0,78
d*u [cm]	1,74

Vulnerabilità Sismica

				TR _C			TR=cost			
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T* _C (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	727	712	1,021	0,92	0,93	2,46	0,50	1,008	0,93	1,009
SLD	343	75	4,573	0,36	0,69	2,42	0,43	1,917	0,91	2,516
SLO	343	45	7,622	0,27	0,69	2,42	0,43	2,567	1,04	3,856



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	26.537
3	0,06	53.402

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,10	82.281
5	0,13	110.666
6	0,16	137.703
7	0,19	169.721
8	0,22	193.324
9	0,25	224.209
10	0,29	253.264
11	0,32	280.990
12	0,35	307.756
13	0,38	333.838
14	0,41	359.654
15	0,45	384.327
16	0,48	408.672
17	0,54	381.101
18	0,57	420.482
19	0,60	445.550
20	0,63	457.690
21	0,66	490.461
22	0,69	500.884
23	0,72	531.503
24	0,74	535.662
25	0,77	562.563
26	0,81	587.148
27	0,83	578.876
28	0,86	602.789
29	0,89	624.032
30	0,92	644.367
31	0,94	621.863
32	0,97	642.594
33	0,99	642.812
34	1,02	661.354
35	1,04	648.087
36	1,07	647.802
37	1,10	653.421
38	1,12	657.216

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,15	660.478
40	1,18	663.703
41	1,20	666.273
42	1,23	668.805
43	1,25	667.123
44	1,28	670.391
45	1,30	672.455
46	1,33	673.846
47	1,35	628.173
48	1,37	645.108
49	1,40	655.409
50	1,42	662.606
51	1,45	667.185
52	1,48	670.410
53	1,50	673.220
54	1,52	655.445
55	1,54	659.496
56	1,56	658.538
57	1,59	659.238
58	1,60	638.941
59	1,63	654.097
60	1,65	639.739
61	1,68	654.775
62	1,69	642.726
63	1,72	635.556
64	1,72	599.974
65	1,75	615.372
66	1,76	604.235
67	1,80	611.961
68	1,80	577.669
69	1,83	591.969
70	1,85	579.395
71	1,88	593.371
72	1,89	581.361
73	1,92	595.359

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
74	1,94	578.803
75	1,97	583.134

Analisi Push-Over N. 18 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,71 [cm] <= Du 2,57 [cm]
q* 1,70 <= 3 Du/Dmax = 1,50
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,49 [cm] <= Dd 2,07 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,32 [cm] <= Do 2,07 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

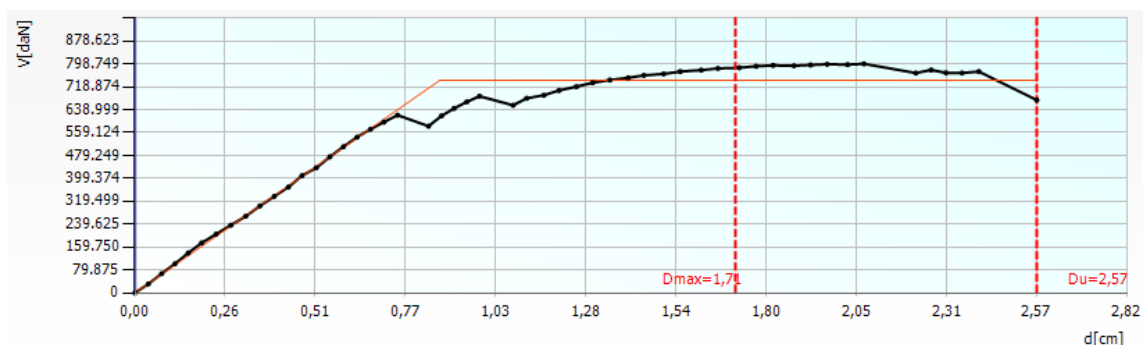
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1549	712	2,176	1,31	0,92	1,420
SLD	1009	75	13,453	1,53	0,36	4,228
SLO	1009	45	22,422	1,75	0,27	6,481

Parametri di Analisi

T* [s]	0,476
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	653878
d*y [cm]	0,77
d*u [cm]	2,27

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* _C (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1549	712	2,176	0,92	1,21	2,58	0,54	1,310	1,31	1,420
SLD	1009	75	13,453	0,36	1,05	2,51	0,53	2,902	1,53	4,228
SLO	1009	45	22,422	0,27	1,05	2,51	0,53	3,886	1,75	6,481



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	31.377
3	0,08	67.202
4	0,11	101.575
5	0,15	139.159
6	0,19	174.596
7	0,23	204.890
8	0,27	236.049
9	0,32	267.382
10	0,36	303.293
11	0,40	336.825
12	0,44	369.002
13	0,48	408.774
14	0,52	436.232
15	0,55	474.486
16	0,59	509.701
17	0,63	542.971
18	0,67	570.901
19	0,71	595.815
20	0,75	619.848
21	0,84	581.356
22	0,87	617.335
23	0,91	643.393
24	0,94	666.225
25	0,98	685.978
26	1,08	654.321
27	1,11	678.582
28	1,16	689.483
29	1,21	706.052
30	1,26	719.381
31	1,30	733.034
32	1,35	742.559
33	1,40	750.027
34	1,45	758.597
35	1,50	763.663

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
36	1,55	771.852
37	1,61	776.876
38	1,66	782.923
39	1,72	785.262
40	1,77	790.274
41	1,82	793.502
42	1,88	792.098
43	1,92	794.895
44	1,97	797.281
45	2,03	796.271
46	2,07	798.749
47	2,22	766.823
48	2,27	777.293
49	2,31	767.642
50	2,35	766.888
51	2,40	771.845
52	2,57	672.306

Analisi Push-Over N. 19 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,97 [cm] <= Du 2,40 [cm]
q* 2,07 <= 3 Du/Dmax = 1,22
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,53 [cm] <= Dd 1,82 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,35 [cm] <= Do 1,82 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

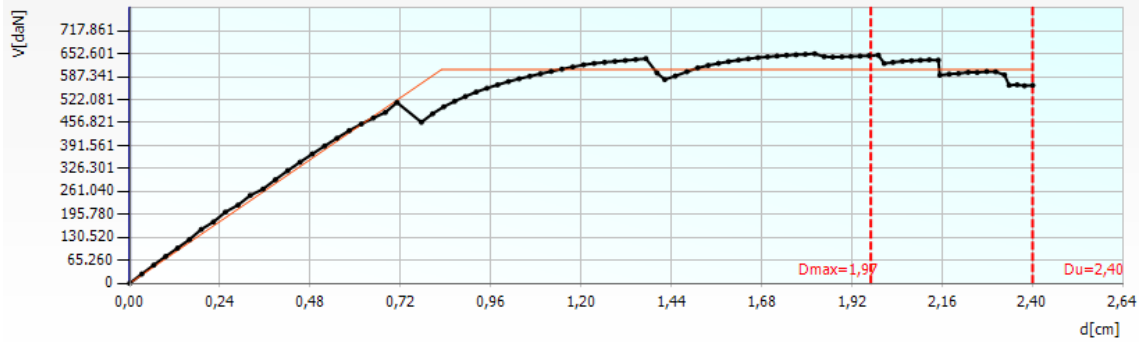
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1026	712	1,441	1,10	0,92	1,195
SLD	613	75	8,173	1,24	0,36	3,440
SLO	613	45	13,622	1,42	0,27	5,274

Parametri di Analisi

T* [s]	0,514
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	536074
d*y [cm]	0,73
d*u [cm]	2,12

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1026	712	1,441	0,92	1,06	2,51	0,53	1,146	1,10	1,195
SLD	613	75	8,173	0,36	0,87	2,45	0,49	2,410	1,24	3,440
SLO	613	45	13,622	0,27	0,87	2,45	0,49	3,226	1,42	5,274



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	26.443
3	0,06	51.880
4	0,10	76.553
5	0,13	100.197
6	0,16	124.604
7	0,19	153.439
8	0,22	174.368
9	0,25	202.459
10	0,29	222.554
11	0,32	249.905
12	0,36	268.170
13	0,39	294.868
14	0,42	320.249
15	0,45	344.441
16	0,49	367.832
17	0,52	390.363
18	0,55	412.585
19	0,58	434.281
20	0,62	452.814

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,65	470.176
22	0,68	485.930
23	0,71	514.137
24	0,78	458.086
25	0,81	482.241
26	0,84	502.094
27	0,87	517.522
28	0,89	531.163
29	0,92	543.886
30	0,95	554.644
31	0,98	564.320
32	1,01	573.558
33	1,04	581.526
34	1,07	588.622
35	1,09	595.740
36	1,12	602.361
37	1,15	608.910
38	1,18	615.206
39	1,21	621.125
40	1,24	625.271
41	1,26	628.321
42	1,29	630.939
43	1,32	633.610
44	1,35	636.176
45	1,37	638.794
46	1,40	597.847
47	1,42	579.346
48	1,45	589.220
49	1,48	601.509
50	1,51	612.419
51	1,54	619.488
52	1,57	625.348
53	1,59	630.398
54	1,62	634.760
55	1,65	638.239

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	1,67	641.438
57	1,70	643.871
58	1,72	646.176
59	1,75	648.314
60	1,77	649.665
61	1,80	651.153
62	1,82	652.601
63	1,85	644.411
64	1,87	643.240
65	1,90	643.953
66	1,92	644.946
67	1,94	646.098
68	1,97	647.298
69	1,99	648.537
70	2,01	625.116
71	2,03	628.112
72	2,06	631.358
73	2,08	632.712
74	2,11	634.071
75	2,13	635.361
76	2,15	634.521
77	2,16	591.539
78	2,18	594.874
79	2,21	596.346
80	2,23	599.965
81	2,26	599.491
82	2,28	602.152
83	2,31	601.400
84	2,33	592.508
85	2,34	563.176
86	2,36	564.481
87	2,38	561.584
88	2,40	562.912

Analisi Push-Over N. 20 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,87 [cm] <= Du 3,08 [cm]
q* 1,80 <= 3 Du/Dmax = 1,65
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,52 [cm] <= Dd 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,34 [cm] <= Do 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

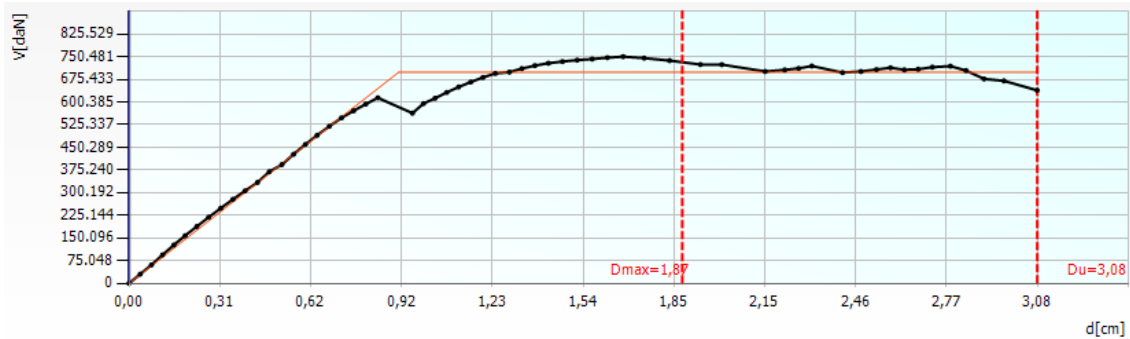
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1936	712	2,719	1,43	0,92	1,557
SLD	568	75	7,573	1,17	0,36	3,229
SLO	568	45	12,622	1,34	0,27	4,949

Parametri di Analisi

T* [s]	0,503
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	617314
d*y [cm]	0,81
d*u [cm]	2,72

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1936	712	2,719	0,92	1,30	2,61	0,55	1,409	1,43	1,557
SLD	568	75	7,573	0,36	0,85	2,44	0,49	2,341	1,17	3,229
SLO	568	45	12,622	0,27	0,85	2,44	0,49	3,134	1,34	4,949



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	30.460

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,08	61.084
4	0,11	94.380
5	0,15	126.957
6	0,19	158.046
7	0,23	188.402
8	0,27	218.862
9	0,31	248.764
10	0,35	277.862
11	0,39	306.256
12	0,44	334.110
13	0,48	369.589
14	0,52	393.254
15	0,56	427.628
16	0,60	460.013
17	0,64	490.339
18	0,68	519.822
19	0,72	547.909
20	0,76	571.291
21	0,80	593.216
22	0,84	614.360
23	0,96	563.388
24	1,00	595.283
25	1,04	612.878
26	1,08	632.209
27	1,12	650.162
28	1,16	666.574
29	1,20	681.691
30	1,24	694.929
31	1,29	699.364
32	1,33	711.150
33	1,38	720.984
34	1,42	728.919
35	1,47	734.390
36	1,52	739.226
37	1,57	742.719

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,62	747.283
39	1,67	750.481
40	1,75	745.825
41	1,83	737.486
42	1,94	724.502
43	2,01	724.204
44	2,16	701.660
45	2,22	706.778
46	2,27	711.726
47	2,31	719.604
48	2,42	697.730
49	2,48	701.572
50	2,53	707.753
51	2,58	713.786
52	2,63	707.074
53	2,67	708.849
54	2,72	715.891
55	2,78	719.116
56	2,84	704.650
57	2,90	676.760
58	2,96	670.424
59	3,08	639.046

Analisi Push-Over N. 21 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV
 Dmax 1,44 [cm] <= Du 1,72 [cm]
 q* 1,87 <= 3 Du/Dmax = 1,19
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD
 Dmax 0,42 [cm] <= Dd 1,09 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO
 Dmax 0,28 [cm] <= Do 1,09 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

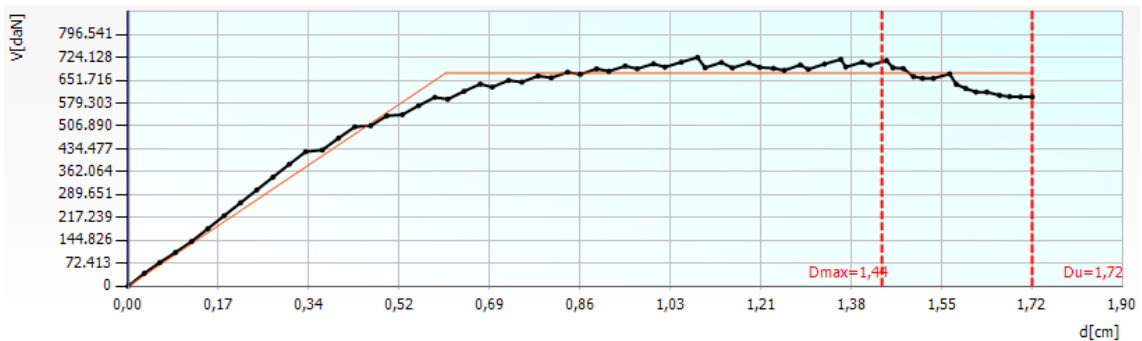
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	955	712	1,341	1,07	0,92	1,160
SLD	439	75	5,853	0,93	0,36	2,569
SLO	439	45	9,756	1,05	0,27	3,872

Parametri di Analisi

T* [s]	0,417
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	595504
d*y [cm]	0,53
d*u [cm]	1,52

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	955	712	1,341	0,92	1,03	2,50	0,53	1,117	1,07	1,160
SLD	439	75	5,853	0,36	0,77	2,42	0,46	2,121	0,93	2,569
SLO	439	45	9,756	0,27	0,77	2,42	0,46	2,839	1,05	3,872



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	40.721

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,06	74.444
4	0,09	106.736
5	0,12	141.512
6	0,15	182.232
7	0,18	222.952
8	0,21	263.673
9	0,25	304.393
10	0,28	345.113
11	0,31	385.834
12	0,34	425.434
13	0,37	430.770
14	0,40	468.736
15	0,43	504.544
16	0,46	507.647
17	0,49	539.171
18	0,52	542.619
19	0,55	571.215
20	0,58	597.752
21	0,61	591.586
22	0,64	616.819
23	0,67	639.587
24	0,69	630.062
25	0,73	651.270
26	0,75	645.946
27	0,78	665.263
28	0,81	659.486
29	0,84	677.338
30	0,86	670.607
31	0,89	687.923
32	0,92	680.249
33	0,95	696.726
34	0,97	688.159
35	1,00	703.790
36	1,02	693.459
37	1,05	708.916

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,09	724.128
39	1,10	691.386
40	1,13	708.023
41	1,15	690.855
42	1,18	706.922
43	1,20	692.515
44	1,23	689.570
45	1,25	683.048
46	1,28	700.123
47	1,30	686.439
48	1,33	703.048
49	1,36	717.992
50	1,37	693.576
51	1,40	708.738
52	1,41	699.472
53	1,45	714.017
54	1,46	691.300
55	1,48	689.148
56	1,50	663.160
57	1,51	657.990
58	1,54	657.538
59	1,57	672.060
60	1,58	638.937
61	1,60	625.726
62	1,62	614.554
63	1,64	614.245
64	1,66	604.054
65	1,68	600.043
66	1,70	599.124
67	1,72	599.099

Analisi Push-Over N. 22 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,37 [cm] <= Du 2,54 [cm]
q* 1,55 <= 3 Du/Dmax = 1,85
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,42 [cm] <= Dd 1,89 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,28 [cm] <= Do 1,89 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

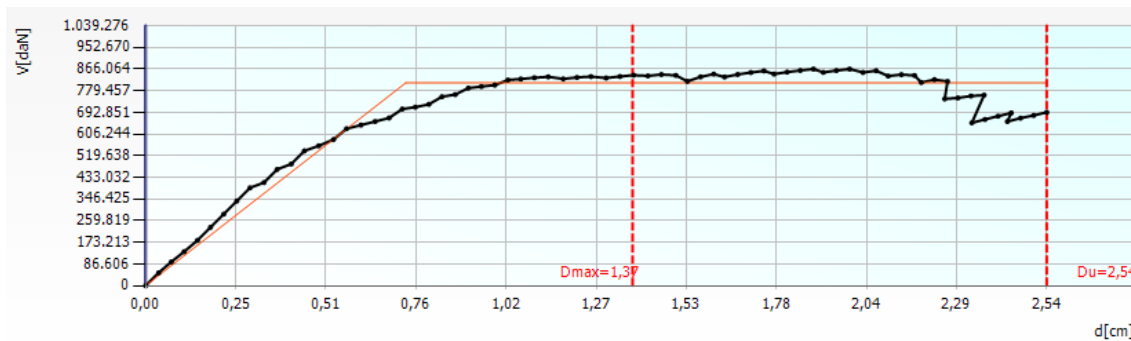
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	2195	712	3,083	1,52	0,92	1,651
SLD	1221	75	16,280	1,60	0,36	4,413
SLO	1221	45	27,133	1,81	0,27	6,695

Parametri di Analisi

T* [s]	0,419
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	715866
d*y [cm]	0,65
d*u [cm]	2,25

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	2195	712	3,083	0,92	1,35	2,64	0,56	1,468	1,52	1,651
SLD	1221	75	16,280	0,36	1,12	2,54	0,54	3,090	1,60	4,413
SLO	1221	45	27,133	0,27	1,12	2,54	0,54	4,137	1,81	6,695



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	51.601

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,07	95.207
4	0,11	136.034
5	0,15	180.937
6	0,18	233.451
7	0,22	285.965
8	0,26	338.479
9	0,29	390.993
10	0,33	412.213
11	0,37	464.727
12	0,41	486.379
13	0,45	538.893
14	0,49	559.159
15	0,53	584.007
16	0,57	627.604
17	0,61	641.970
18	0,65	656.358
19	0,69	670.455
20	0,72	706.078
21	0,76	713.675
22	0,80	724.998
23	0,84	755.357
24	0,87	764.007
25	0,91	789.881
26	0,95	796.008
27	0,99	801.791
28	1,02	822.096
29	1,06	826.171
30	1,10	831.284
31	1,14	834.817
32	1,18	826.744
33	1,22	832.414
34	1,26	835.792
35	1,30	830.080
36	1,34	836.285
37	1,38	841.556

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,42	838.574
39	1,46	844.091
40	1,50	840.693
41	1,53	816.754
42	1,57	834.844
43	1,60	845.776
44	1,63	834.170
45	1,67	844.328
46	1,71	852.210
47	1,75	858.727
48	1,77	845.943
49	1,81	853.919
50	1,85	860.235
51	1,89	866.064
52	1,91	852.709
53	1,95	860.169
54	1,99	865.921
55	2,03	852.537
56	2,06	859.304
57	2,10	838.070
58	2,13	843.770
59	2,17	840.357
60	2,19	812.363
61	2,23	823.832
62	2,26	816.428
63	2,26	746.550
64	2,29	750.489
65	2,33	758.272
66	2,37	761.771
67	2,33	650.920
68	2,37	664.625
69	2,41	677.745
70	2,44	690.628
71	2,43	656.084
72	2,47	669.741

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	2,51	680.628
74	2,54	693.110

Analisi Push-Over N. 23 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,55 [cm] <= Du 2,21 [cm]
q* 1,99 <= 3 Du/Dmax = 1,43
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,45 [cm] <= Dd 1,47 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,29 [cm] <= Do 1,47 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

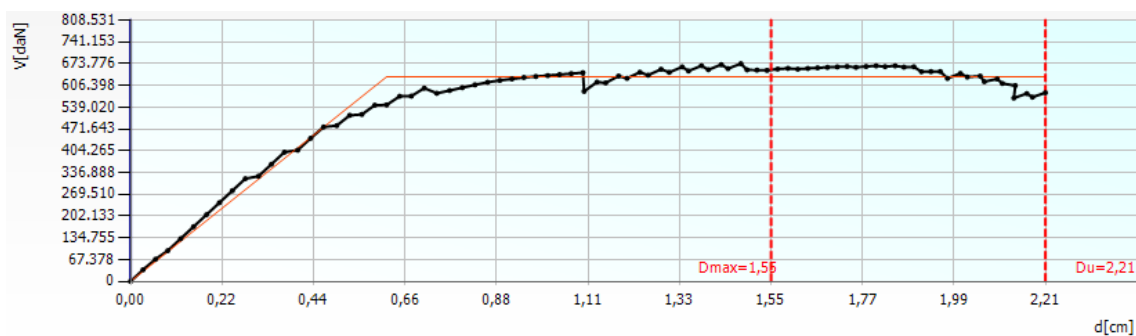
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1379	712	1,937	1,25	0,92	1,355
SLD	645	75	8,600	1,19	0,36	3,289
SLO	645	45	14,333	1,36	0,27	5,042

Parametri di Analisi

T* [s]	0,435
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	558834
d*y [cm]	0,55
d*u [cm]	1,95

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1379	712	1,937	0,92	1,16	2,56	0,54	1,262	1,25	1,355
SLD	645	75	8,600	0,36	0,89	2,45	0,50	2,459	1,19	3,289
SLO	645	45	14,333	0,27	0,89	2,45	0,50	3,292	1,36	5,042



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	36.078
3	0,06	68.516
4	0,09	94.994
5	0,12	132.137
6	0,15	169.279
7	0,18	206.421
8	0,21	243.564
9	0,25	280.706
10	0,28	317.848
11	0,31	325.444
12	0,34	362.587
13	0,37	399.729
14	0,40	406.204
15	0,44	442.979
16	0,47	477.729
17	0,50	482.069
18	0,53	513.709
19	0,56	516.679
20	0,59	545.267
21	0,62	546.192
22	0,65	572.854
23	0,68	573.356
24	0,71	597.962
25	0,74	582.020
26	0,77	590.506
27	0,80	599.478
28	0,83	608.261
29	0,86	616.217
30	0,89	621.975
31	0,92	626.504
32	0,95	631.164
33	0,98	634.135
34	1,01	636.933
35	1,04	639.799

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
36	1,06	642.826
37	1,09	645.815
38	1,10	588.006
39	1,13	616.761
40	1,15	614.265
41	1,18	635.434
42	1,20	628.273
43	1,23	647.174
44	1,25	638.137
45	1,28	656.462
46	1,30	646.848
47	1,33	663.647
48	1,35	651.060
49	1,38	667.301
50	1,40	654.991
51	1,43	670.727
52	1,44	658.415
53	1,47	673.776
54	1,49	654.504
55	1,51	653.769
56	1,54	652.942
57	1,56	656.975
58	1,59	659.235
59	1,61	656.675
60	1,64	659.019
61	1,66	660.817
62	1,68	662.325
63	1,71	663.764
64	1,73	665.169
65	1,75	662.526
66	1,78	665.122
67	1,80	666.930
68	1,82	664.576
69	1,85	666.971
70	1,87	663.023

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
71	1,89	663.923
72	1,91	648.871
73	1,93	649.236
74	1,96	649.468
75	1,97	628.191
76	2,01	643.564
77	2,02	632.401
78	2,05	635.221
79	2,06	617.991
80	2,09	626.354
81	2,11	612.380
82	2,14	605.912
83	2,13	567.256
84	2,17	581.186
85	2,18	570.111
86	2,21	583.767

Analisi Push-Over N. 24 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,56 [cm] <= Du 3,08 [cm]
q* 1,60 <= 3 Du/Dmax = 1,97
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,47 [cm] <= Dd 2,46 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,30 [cm] <= Do 2,46 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

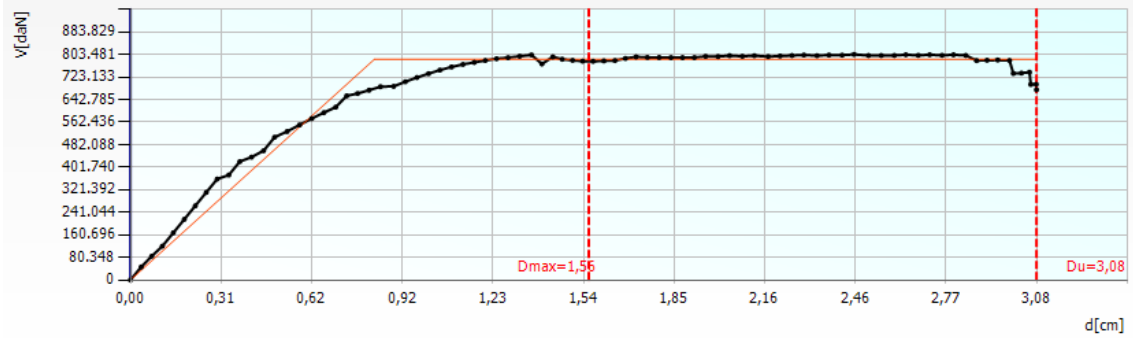
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,64	0,92	1,785
SLD	1666	75	22,213	1,91	0,36	5,282
SLO	1666	45	37,022	2,19	0,27	8,096

Parametri di Analisi

T* [s]	0,452
m* [kg]	4907630,231
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,147
Γ	1,13
F*y [daN]	694225
d*y [cm]	0,73
d*u [cm]	2,72

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) 0	T [*] (TR) C	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,92	1,41	2,66	0,56	1,527	1,64	1,785
SLD	1666	75	22,213	0,36	1,24	2,59	0,55	3,419	1,91	5,282
SLO	1666	45	37,022	0,27	1,24	2,59	0,55	4,578	2,19	8,096



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	46.448
3	0,07	84.749
4	0,11	120.465
5	0,15	168.309
6	0,18	216.153
7	0,22	263.997
8	0,26	311.841
9	0,30	359.685
10	0,33	373.910
11	0,37	421.753
12	0,41	437.642
13	0,45	460.700
14	0,49	508.543
15	0,53	528.947
16	0,58	552.476
17	0,62	574.982
18	0,66	596.072
19	0,70	615.606
20	0,74	655.935

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,77	664.286
22	0,81	676.023
23	0,85	688.585
24	0,89	689.635
25	0,93	706.170
26	0,97	721.196
27	1,01	734.931
28	1,05	747.738
29	1,09	758.738
30	1,13	768.038
31	1,17	775.043
32	1,21	781.835
33	1,24	788.128
34	1,28	792.122
35	1,32	796.885
36	1,36	801.823
37	1,40	769.486
38	1,44	794.780
39	1,47	786.365
40	1,50	782.366
41	1,54	779.402
42	1,57	778.998
43	1,61	780.420
44	1,65	781.650
45	1,68	789.159
46	1,72	794.683
47	1,76	792.788
48	1,80	792.641
49	1,84	792.205
50	1,88	792.207
51	1,92	792.416
52	1,96	796.603
53	2,00	795.953
54	2,04	799.227
55	2,08	796.903

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	2,12	799.069
57	2,17	795.777
58	2,21	797.716
59	2,25	799.529
60	2,29	801.320
61	2,33	799.001
62	2,38	801.301
63	2,42	800.751
64	2,46	803.481
65	2,51	799.703
66	2,55	799.689
67	2,60	799.836
68	2,64	802.471
69	2,68	800.269
70	2,72	802.464
71	2,76	800.185
72	2,80	802.242
73	2,84	800.054
74	2,88	781.507
75	2,91	782.630
76	2,95	783.449
77	2,99	781.798
78	3,00	735.632
79	3,03	736.979
80	3,06	740.202
81	3,06	696.471
82	3,08	697.083
83	3,08	677.460

Appendice B

Si riportano di seguito i dettagli relativi alle 24 analisi pushover effettuate in *3Muri* con riferimento allo stato di fatto dell'edificio oggetto di studio per una categoria di sottosuolo A. Sono riportati i risultati delle verifiche in termini di spostamenti e gli indici di vulnerabilità per i tre stati limite considerati (*SLV*, *SLD*, *SLO*), nonché le 24 Curve Push-Over ottenute.

Analisi Push-Over N. 1 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,15 [cm] <= Du 1,75 [cm]
q* 1,30 <= 3 Du/Dmax = 1,52
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,22 [cm] <= Dd 1,75 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,75 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

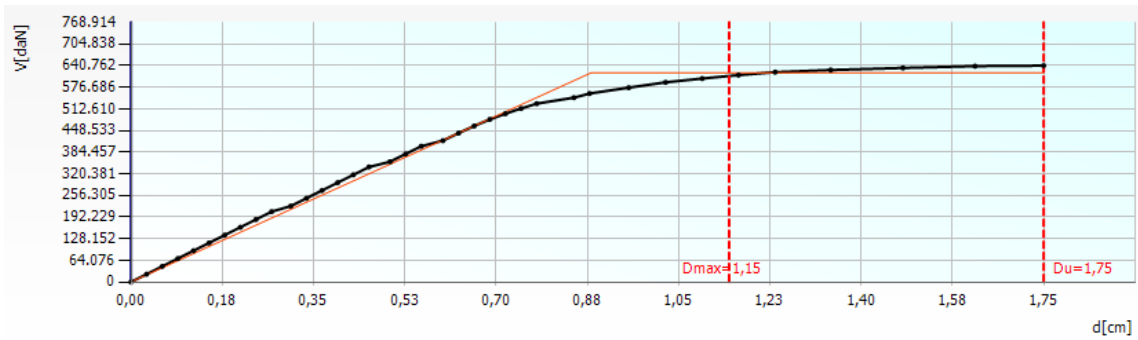
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1682	712	2,362	0,94	0,61	1,525
SLD	1682	75	22,427	1,92	0,24	7,959
SLO	1682	45	37,378	2,39	0,18	13,279

Parametri di Analisi

T* [s]	0,527
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	543633
d*y [cm]	0,78
d*u [cm]	1,54

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1682	712	2,362	0,61	0,83	2,59	0,55	1,347	0,94	1,525
SLD	1682	75	22,427	0,24	0,83	2,59	0,55	3,431	1,92	7,959
SLO	1682	45	37,378	0,18	0,83	2,59	0,55	4,594	2,39	13,279



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	23.151
3	0,06	46.302
4	0,09	69.453
5	0,12	92.604
6	0,15	115.755
7	0,18	138.906
8	0,21	162.057
9	0,24	185.208
10	0,27	208.359
11	0,31	224.825
12	0,34	247.976
13	0,37	271.127
14	0,40	294.278
15	0,43	317.430
16	0,46	340.581
17	0,50	356.106
18	0,53	379.257
19	0,56	401.954
20	0,60	418.566
21	0,63	440.877
22	0,66	461.956
23	0,69	481.454
24	0,72	498.349
25	0,75	513.738
26	0,78	528.007

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,85	545.826
28	0,88	558.063
29	0,96	575.377
30	1,03	591.147
31	1,10	602.341
32	1,17	612.607
33	1,24	621.306
34	1,34	627.708
35	1,48	633.877
36	1,62	639.036
37	1,75	640.762

Analisi Push-Over N. 2 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,20 [cm] <= Du 1,89 [cm]
q* 1,27 <= 3 Du/Dmax = 1,58
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,23 [cm] <= Dd 1,89 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,14 [cm] <= Do 1,89 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

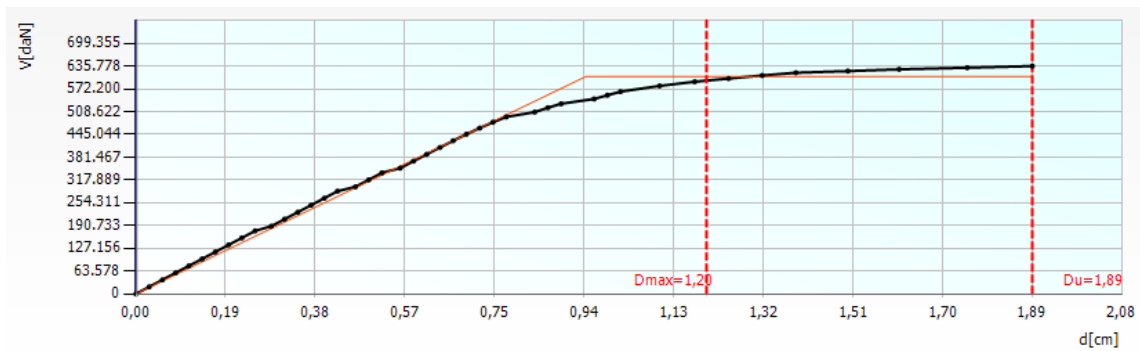
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1718	712	2,413	0,96	0,61	1,571
SLD	1718	75	22,907	1,98	0,24	8,196
SLO	1718	45	38,178	2,46	0,18	13,674

Parametri di Analisi

T* [s]	0,551
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	532147
d*y [cm]	0,83
d*u [cm]	1,66

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1718	712	2,413	0,61	0,83	2,59	0,55	1,356	0,96	1,571
SLD	1718	75	22,907	0,24	0,83	2,59	0,55	3,456	1,98	8,196
SLO	1718	45	38,178	0,18	0,83	2,59	0,55	4,627	2,46	13,674



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	19.534
3	0,06	39.068
4	0,08	58.603
5	0,11	78.137
6	0,14	97.671
7	0,17	117.205
8	0,20	136.739
9	0,22	156.273
10	0,25	175.808
11	0,29	188.893
12	0,31	208.427
13	0,34	227.962
14	0,37	247.496
15	0,40	267.030
16	0,42	286.564
17	0,46	298.814
18	0,49	318.348
19	0,52	337.882
20	0,56	351.001
21	0,58	370.400
22	0,61	389.504
23	0,64	408.607
24	0,67	427.499
25	0,70	445.700
26	0,72	462.817

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,75	479.141
28	0,78	493.849
29	0,84	507.313
30	0,87	519.631
31	0,90	530.694
32	0,96	544.114
33	0,99	554.388
34	1,02	564.608
35	1,10	580.469
36	1,18	592.181
37	1,25	601.017
38	1,32	609.559
39	1,39	617.197
40	1,50	621.958
41	1,61	626.790
42	1,75	631.327
43	1,89	635.778

Analisi Push-Over N. 3 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,17 [cm] <= Du 1,79 [cm]
q* 1,33 <= 3 Du/Dmax = 1,53
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,22 [cm] <= Dd 1,79 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,79 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

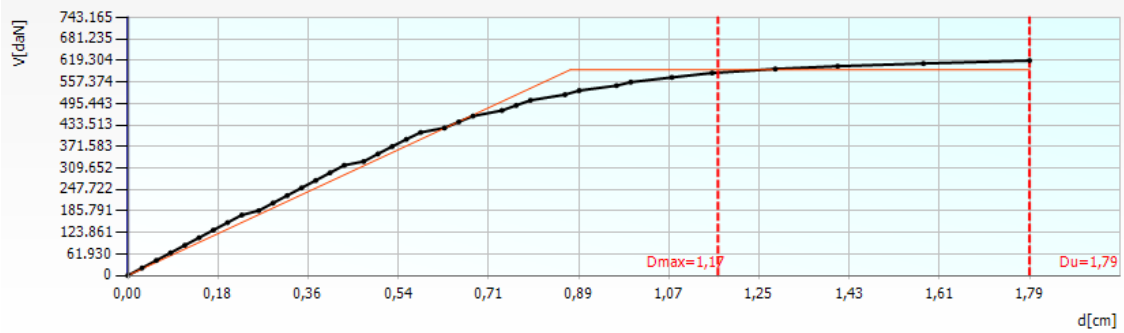
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1639	712	2,302	0,94	0,61	1,528
SLD	1639	75	21,853	1,92	0,24	7,972
SLO	1639	45	36,422	2,39	0,18	13,301

Parametri di Analisi

T* [s]	0,537
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	520827
d*y [cm]	0,77
d*u [cm]	1,57

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1639	712	2,302	0,61	0,82	2,59	0,55	1,336	0,94	1,528
SLD	1639	75	21,853	0,24	0,82	2,59	0,55	3,403	1,92	7,972
SLO	1639	45	36,422	0,18	0,82	2,59	0,55	4,556	2,39	13,301



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	21.783
3	0,06	43.567
4	0,08	65.350
5	0,11	87.133
6	0,14	108.916
7	0,17	130.700
8	0,20	152.483
9	0,23	174.266
10	0,26	186.933
11	0,29	208.716
12	0,32	230.499
13	0,34	252.282
14	0,37	274.066
15	0,40	295.849
16	0,43	317.632
17	0,47	328.524
18	0,50	350.292
19	0,52	371.662
20	0,55	392.452

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,58	412.298
22	0,63	425.211
23	0,66	442.518
24	0,68	459.360
25	0,74	475.451
26	0,77	490.125
27	0,80	504.798
28	0,87	520.936
29	0,89	532.793
30	0,97	546.937
31	1,00	557.040
32	1,08	570.788
33	1,16	583.496
34	1,28	595.044
35	1,41	602.994
36	1,58	610.767
37	1,79	619.304

Analisi Push-Over N. 4 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,25 [cm] <= Du 1,97 [cm]
q* 1,26 <= 3 Du/Dmax = 1,58
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,24 [cm] <= Dd 1,97 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,14 [cm] <= Do 1,97 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

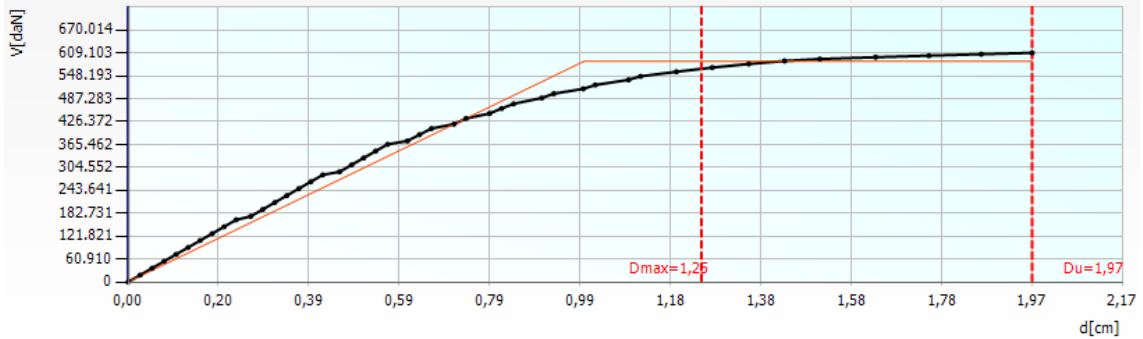
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1723	712	2,420	0,97	0,61	1,577
SLD	1723	75	22,973	1,98	0,24	8,226
SLO	1723	45	38,289	2,47	0,18	13,723

Parametri di Analisi

T* [s]	0,575
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	514984
d*y [cm]	0,87
d*u [cm]	1,73

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA (TR) _C [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1723	712	2,420	0,61	0,83	2,59	0,55	1,356	0,97	1,577
SLD	1723	75	22,973	0,24	0,83	2,59	0,55	3,456	1,98	8,226
SLO	1723	45	38,289	0,18	0,83	2,59	0,55	4,627	2,47	13,723



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	18.380
3	0,05	36.760
4	0,08	55.140
5	0,10	73.520
6	0,13	91.901
7	0,16	110.281
8	0,18	128.661
9	0,21	147.041
10	0,24	165.421
11	0,27	174.610
12	0,29	192.990
13	0,32	211.370
14	0,35	229.750
15	0,37	248.130
16	0,40	266.510
17	0,43	284.890
18	0,46	292.980
19	0,49	311.360
20	0,51	329.740

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,54	348.031
22	0,57	366.056
23	0,61	375.041
24	0,64	391.750
25	0,66	407.869
26	0,71	419.736
27	0,74	434.726
28	0,79	448.118
29	0,82	461.280
30	0,84	473.678
31	0,90	489.230
32	0,93	500.709
33	0,99	513.553
34	1,02	523.880
35	1,09	537.507
36	1,12	546.836
37	1,20	558.930
38	1,28	570.120
39	1,36	579.667
40	1,43	587.642
41	1,51	592.845
42	1,63	597.601
43	1,75	601.727
44	1,86	605.721
45	1,97	609.103

Analisi Push-Over N. 5 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,11 [cm] <= Du 2,15 [cm]
q* 1,14 <= 3 Du/Dmax = 1,94
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,21 [cm] <= Dd 1,48 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,48 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

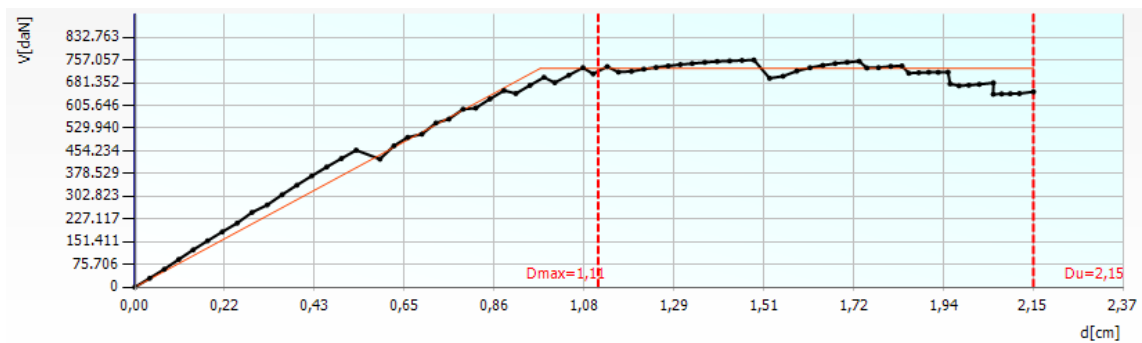
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,19	0,61	1,939
SLD	1342	75	17,893	1,68	0,24	6,971
SLO	1342	45	29,822	2,09	0,18	11,630

Parametri di Analisi

T* [s]	0,504
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	632842
d*y [cm]	0,84
d*u [cm]	1,87

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,19	1,939
SLD	1342	75	17,893	0,24	0,77	2,55	0,54	3,187	1,68	6,971
SLO	1342	45	29,822	0,18	0,77	2,55	0,54	4,267	2,09	11,630



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	29.830
3	0,07	59.981

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,11	92.492
5	0,14	124.312
6	0,17	154.692
7	0,21	184.477
8	0,25	213.747
9	0,28	249.192
10	0,32	274.199
11	0,35	308.111
12	0,39	340.043
13	0,42	370.746
14	0,46	400.365
15	0,50	428.900
16	0,53	456.692
17	0,59	426.840
18	0,62	471.280
19	0,65	499.370
20	0,69	510.103
21	0,72	547.319
22	0,75	560.302
23	0,79	593.229
24	0,82	597.082
25	0,85	627.201
26	0,89	655.262
27	0,91	645.322
28	0,95	672.671
29	0,98	699.398
30	1,01	681.439
31	1,04	706.651
32	1,07	731.548
33	1,10	710.901
34	1,13	735.182
35	1,16	716.827
36	1,19	719.262
37	1,22	726.745
38	1,25	732.366

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,28	737.365
40	1,31	741.898
41	1,34	745.482
42	1,37	749.213
43	1,40	752.357
44	1,43	754.086
45	1,46	755.823
46	1,48	757.057
47	1,52	696.177
48	1,55	703.183
49	1,59	720.359
50	1,62	731.442
51	1,65	739.379
52	1,68	745.260
53	1,71	749.502
54	1,74	752.997
55	1,75	730.686
56	1,78	731.793
57	1,81	736.051
58	1,84	737.469
59	1,86	713.103
60	1,88	714.777
61	1,90	716.232
62	1,93	715.998
63	1,95	716.705
64	1,95	677.785
65	1,98	671.230
66	2,00	673.233
67	2,02	676.029
68	2,06	680.975
69	2,06	643.059
70	2,08	644.108
71	2,10	644.712
72	2,12	645.344
73	2,15	651.186

Analisi Push-Over N. 6 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,11 [cm] <= Du 2,87 [cm]
q* 1,24 <= 3 Du/Dmax = 2,59
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,21 [cm] <= Dd 1,61 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,61 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

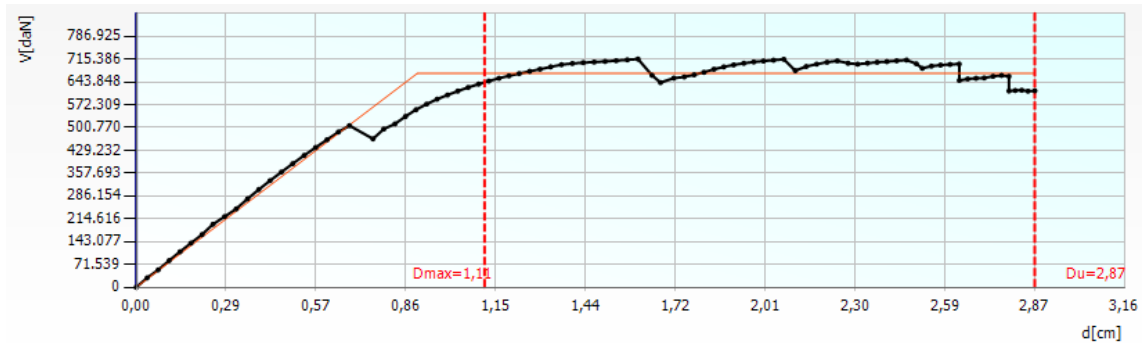
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,49	0,61	2,419
SLD	1551	75	20,680	1,81	0,24	7,516
SLO	1551	45	34,467	2,26	0,18	12,539

Parametri di Analisi

T* [s]	0,505
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	581227
d*y [cm]	0,78
d*u [cm]	2,49

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,49	2,419
SLD	1551	75	20,680	0,24	0,81	2,58	0,55	3,342	1,81	7,516
SLO	1551	45	34,467	0,18	0,81	2,58	0,55	4,474	2,26	12,539



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	29.724
3	0,07	54.728
4	0,11	83.797

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
5	0,14	111.500
6	0,18	138.710
7	0,21	165.378
8	0,25	197.675
9	0,28	221.430
10	0,32	245.907
11	0,36	277.107
12	0,39	306.450
13	0,43	334.191
14	0,46	361.186
15	0,50	387.530
16	0,54	413.286
17	0,57	438.115
18	0,61	462.715
19	0,65	486.894
20	0,68	506.769
21	0,76	465.170
22	0,79	495.819
23	0,83	512.112
24	0,86	535.344
25	0,89	556.564
26	0,93	574.083
27	0,96	589.732
28	1,00	602.685
29	1,03	615.041
30	1,06	626.473
31	1,10	636.865
32	1,13	646.383
33	1,16	655.221
34	1,19	662.716
35	1,23	669.919
36	1,26	677.053
37	1,29	683.587
38	1,33	690.942
39	1,36	697.731

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
40	1,40	701.530
41	1,43	704.070
42	1,46	705.989
43	1,50	707.838
44	1,54	710.320
45	1,57	712.987
46	1,61	715.386
47	1,65	664.521
48	1,68	641.690
49	1,72	655.575
50	1,75	659.310
51	1,78	666.153
52	1,82	673.972
53	1,85	683.408
54	1,88	690.852
55	1,91	697.143
56	1,94	702.113
57	1,98	706.321
58	2,01	709.239
59	2,04	711.900
60	2,07	714.700
61	2,11	679.044
62	2,14	692.060
63	2,18	699.571
64	2,21	705.383
65	2,24	709.716
66	2,28	702.255
67	2,31	699.431
68	2,34	702.534
69	2,37	705.454
70	2,40	707.440
71	2,43	709.970
72	2,46	712.296
73	2,50	700.485
74	2,51	686.441

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
75	2,54	693.166
76	2,57	696.441
77	2,60	698.511
78	2,63	699.899
79	2,63	648.318
80	2,66	653.052
81	2,69	655.146
82	2,71	656.235
83	2,74	661.300
84	2,77	664.243
85	2,79	661.234
86	2,79	615.303
87	2,81	616.716
88	2,83	617.766
89	2,85	614.774
90	2,87	615.863

Analisi Push-Over N. 7 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 0,79 [cm] <= Du 1,84 [cm]
q* 1,10 <= 3 Du/Dmax = 2,33
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,18 [cm] <= Dd 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,11 [cm] <= Do 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

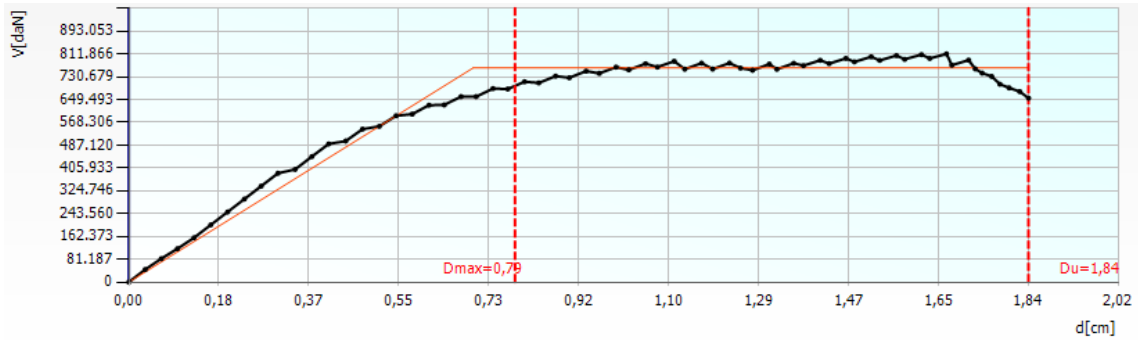
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,31	0,61	2,134
SLD	> 2475	75	> 33,000	2,27	0,24	9,424
SLO	> 2475	45	> 55,000	2,83	0,18	15,722

Parametri di Analisi

T* [s]	0,419
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	660725
d*y [cm]	0,61
d*u [cm]	1,59

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA (TR) _C [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,31	2,134
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,24	0,94	2,66	0,56	3,891	2,27	9,424
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,18	0,94	2,66	0,56	5,210	2,83	15,722



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	45.089
3	0,07	83.308
4	0,10	119.075
5	0,13	157.874
6	0,17	203.745
7	0,20	249.616
8	0,24	295.487
9	0,27	341.358
10	0,30	387.229
11	0,34	401.048
12	0,37	446.919
13	0,41	491.638
14	0,44	501.952
15	0,48	544.177
16	0,51	554.297
17	0,55	591.829
18	0,58	597.623
19	0,61	629.565
20	0,64	630.401

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,68	659.988
22	0,71	659.917
23	0,74	688.596
24	0,77	686.889
25	0,81	712.868
26	0,84	708.681
27	0,87	732.684
28	0,90	727.010
29	0,93	750.544
30	0,96	742.609
31	1,00	764.776
32	1,02	755.284
33	1,06	776.892
34	1,08	765.082
35	1,11	785.726
36	1,14	757.516
37	1,17	778.998
38	1,19	757.994
39	1,23	779.202
40	1,25	761.277
41	1,27	753.808
42	1,31	775.558
43	1,32	757.235
44	1,36	778.447
45	1,38	770.190
46	1,41	788.947
47	1,43	777.366
48	1,46	795.964
49	1,48	783.462
50	1,52	801.667
51	1,53	788.782
52	1,57	805.932
53	1,58	792.582
54	1,62	809.260
55	1,64	795.696

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	1,67	811.866
57	1,68	771.674
58	1,71	789.739
59	1,73	758.560
60	1,74	743.656
61	1,76	731.873
62	1,78	704.139
63	1,80	691.057
64	1,82	677.899
65	1,84	654.552

Analisi Push-Over N. 8 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV
Dmax 0,87 [cm] ≤ Du 2,42 [cm]
q* 1,21 ≤ 3 Du/Dmax = 2,78
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD
Dmax 0,19 [cm] ≤ Dd 1,55 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO
Dmax 0,11 [cm] ≤ Do 1,55 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

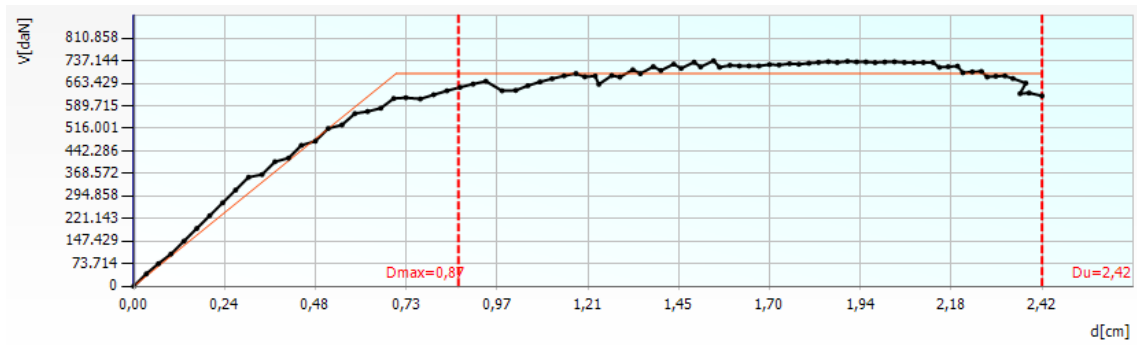
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,53	0,61	2,485
SLD	2313	75	30,840	2,01	0,24	8,355
SLO	2313	45	51,400	2,51	0,18	13,940

Parametri di Analisi

T* [s]	0,438
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	603434
d*y [cm]	0,61
d*u [cm]	2,1

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C * (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,53	2,485
SLD	2313	75	30,840	0,24	0,92	2,65	0,56	3,806	2,01	8,355
SLO	2313	45	51,400	0,18	0,92	2,65	0,56	5,096	2,51	13,940



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	40.611
3	0,07	74.198
4	0,10	105.495
5	0,13	147.314
6	0,17	189.133
7	0,20	230.952
8	0,24	272.771
9	0,27	314.591
10	0,31	356.410
11	0,34	365.280
12	0,38	407.099
13	0,41	418.958
14	0,45	460.777
15	0,48	474.384
16	0,52	515.793
17	0,56	527.455
18	0,59	564.589
19	0,62	571.419
20	0,66	581.993
21	0,69	613.778
22	0,73	616.379
23	0,76	612.311
24	0,80	626.011
25	0,84	638.881
26	0,87	650.251

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,90	660.830
28	0,94	670.251
29	0,98	639.046
30	1,02	640.410
31	1,05	655.742
32	1,08	668.079
33	1,12	678.455
34	1,15	687.838
35	1,18	695.339
36	1,20	684.679
37	1,23	687.101
38	1,24	660.197
39	1,27	688.846
40	1,30	683.818
41	1,33	707.663
42	1,35	694.915
43	1,39	718.051
44	1,41	705.275
45	1,44	726.212
46	1,46	712.223
47	1,49	732.518
48	1,51	717.091
49	1,55	737.144
50	1,56	715.957
51	1,59	722.278
52	1,62	720.203
53	1,64	720.046
54	1,67	720.171
55	1,70	724.858
56	1,72	723.350
57	1,75	727.676
58	1,77	725.770
59	1,80	729.134
60	1,83	731.717
61	1,85	734.074

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	1,88	731.662
63	1,90	735.387
64	1,93	733.416
65	1,95	733.204
66	1,98	731.302
67	2,00	732.959
68	2,03	733.807
69	2,06	731.570
70	2,08	731.196
71	2,11	731.484
72	2,13	731.740
73	2,15	715.617
74	2,17	717.722
75	2,20	719.535
76	2,21	698.093
77	2,24	700.917
78	2,26	702.366
79	2,28	684.132
80	2,30	686.572
81	2,32	687.739
82	2,34	679.297
83	2,38	663.894
84	2,36	629.738
85	2,39	631.959
86	2,42	622.453

Analisi Push-Over N. 9 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,14 [cm] <= Du 1,48 [cm]
q* 1,40 <= 3 Du/Dmax = 1,30
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,22 [cm] <= Dd 1,48 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,48 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

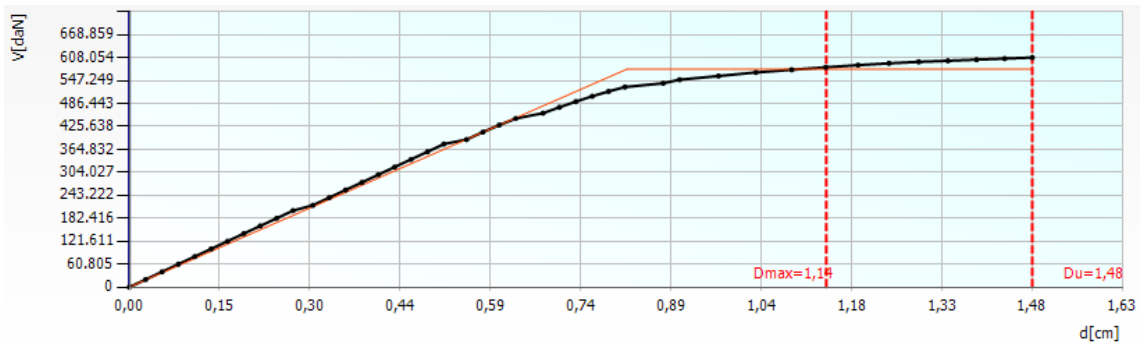
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1172	712	1,646	0,80	0,61	1,295
SLD	1172	75	15,627	1,63	0,24	6,759
SLO	1172	45	26,044	2,03	0,18	11,276

Parametri di Analisi

T* [s]	0,524
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	507055
d*y [cm]	0,72
d*u [cm]	1,3

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1172	712	1,646	0,61	0,73	2,53	0,53	1,197	0,80	1,295
SLD	1172	75	15,627	0,24	0,73	2,53	0,53	3,049	1,63	6,759
SLO	1172	45	26,044	0,18	0,73	2,53	0,53	4,082	2,03	11,276



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	20.266

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,05	40.533
4	0,08	60.799
5	0,11	81.066
6	0,13	101.332
7	0,16	121.599
8	0,19	141.865
9	0,21	162.132
10	0,24	182.398
11	0,27	202.665
12	0,30	216.835
13	0,33	237.102
14	0,35	257.368
15	0,38	277.635
16	0,41	297.901
17	0,44	318.168
18	0,46	338.434
19	0,49	358.701
20	0,52	378.967
21	0,55	390.919
22	0,58	410.714
23	0,61	429.408
24	0,63	446.586
25	0,68	460.871
26	0,71	476.478
27	0,73	491.496
28	0,76	505.560
29	0,79	518.390
30	0,81	530.100
31	0,88	540.095
32	0,90	549.445
33	0,97	559.194
34	1,03	568.749
35	1,09	575.837
36	1,14	582.377
37	1,19	588.108

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,25	592.876
39	1,29	596.785
40	1,34	599.591
41	1,39	602.489
42	1,43	605.339
43	1,48	608.054

Analisi Push-Over N. 10 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,14 [cm] <= Du 1,56 [cm]
q* 1,34 <= 3 Du/Dmax = 1,37
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,22 [cm] <= Dd 1,56 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,56 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

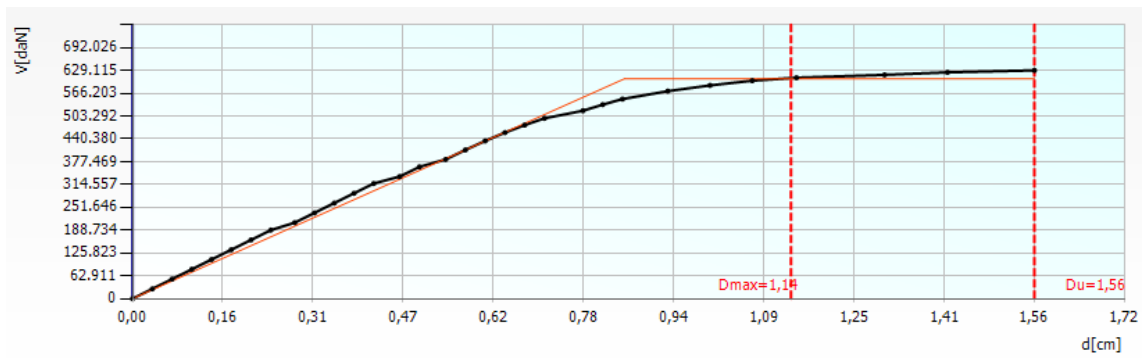
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1327	712	1,864	0,84	0,61	1,370
SLD	1327	75	17,693	1,72	0,24	7,147
SLO	1327	45	29,489	2,15	0,18	11,923

Parametri di Analisi

T* [s]	0,523
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	532265
d*y [cm]	0,75
d*u [cm]	1,37

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T*(TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1327	712	1,864	0,61	0,77	2,55	0,54	1,246	0,84	1,370
SLD	1327	75	17,693	0,24	0,77	2,55	0,54	3,175	1,72	7,147
SLO	1327	45	29,489	0,18	0,77	2,55	0,54	4,251	2,15	11,923



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	26.993
3	0,07	53.986
4	0,10	80.979
5	0,14	107.972
6	0,17	134.965
7	0,21	161.958
8	0,24	188.951
9	0,28	209.477
10	0,32	236.470
11	0,35	263.463
12	0,38	290.456
13	0,42	317.449
14	0,46	336.552
15	0,50	363.234
16	0,54	383.628
17	0,58	409.916
18	0,61	434.749
19	0,64	457.701
20	0,68	478.381
21	0,71	497.006
22	0,78	518.003
23	0,81	534.696
24	0,85	550.137
25	0,93	571.988
26	1,00	587.752

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	1,07	600.760
28	1,15	608.899
29	1,30	616.754
30	1,41	623.613
31	1,56	629.115

Analisi Push-Over N. 11 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,22 [cm] <= Du 1,62 [cm]
q* 1,31 <= 3 Du/Dmax = 1,33
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,23 [cm] <= Dd 1,62 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,14 [cm] <= Do 1,62 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

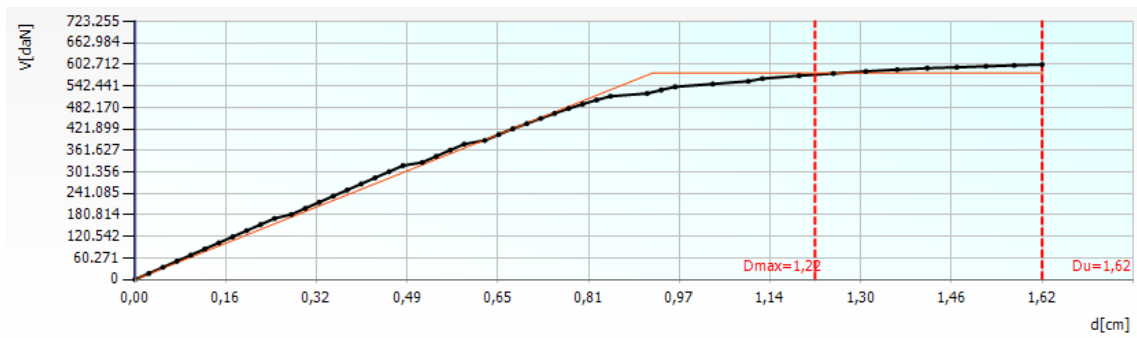
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1187	712	1,667	0,82	0,61	1,334
SLD	1187	75	15,827	1,68	0,24	6,959
SLO	1187	45	26,378	2,09	0,18	11,610

Parametri di Analisi

T* [s]	0,558
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	507926
d*y [cm]	0,81
d*u [cm]	1,42

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1187	712	1,667	0,61	0,74	2,53	0,54	1,201	0,82	1,334
SLD	1187	75	15,827	0,24	0,74	2,53	0,54	3,061	1,68	6,959
SLO	1187	45	26,378	0,18	0,74	2,53	0,54	4,098	2,09	11,610



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,02	17.112
3	0,05	34.224
4	0,07	51.335
5	0,10	68.447
6	0,12	85.559
7	0,15	102.671
8	0,17	119.782
9	0,20	136.894
10	0,22	154.006
11	0,25	171.118
12	0,28	182.288
13	0,30	199.399
14	0,33	216.511
15	0,35	233.623
16	0,38	250.735
17	0,40	267.846
18	0,43	284.958
19	0,45	302.070
20	0,48	319.182
21	0,51	328.156
22	0,54	345.267
23	0,56	362.379
24	0,59	379.467
25	0,63	389.766
26	0,65	406.331

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,68	422.382
28	0,70	436.889
29	0,73	451.329
30	0,75	465.603
31	0,78	479.144
32	0,80	491.455
33	0,83	503.133
34	0,85	513.605
35	0,92	521.353
36	0,94	530.992
37	0,97	540.092
38	1,03	547.872
39	1,10	555.743
40	1,12	562.976
41	1,19	571.212
42	1,25	577.421
43	1,31	583.152
44	1,36	588.185
45	1,42	592.204
46	1,47	594.797
47	1,52	597.471
48	1,57	600.142
49	1,62	602.712

Analisi Push-Over N. 12 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,19 [cm] <= Du 1,86 [cm]
 q* 1,30 <= 3 Du/Dmax = 1,56
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,23 [cm] <= Dd 1,67 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,14 [cm] <= Do 1,67 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

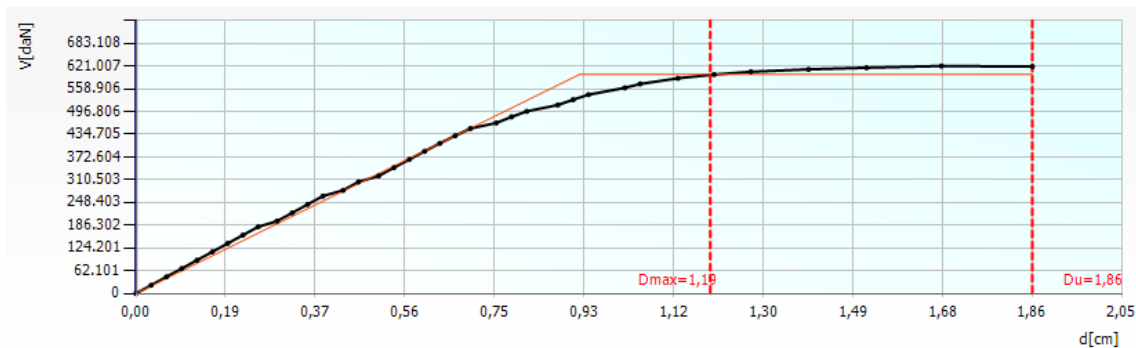
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1696	712	2,382	0,96	0,61	1,561
SLD	1352	75	18,027	1,76	0,24	7,318
SLO	1352	45	30,044	2,20	0,18	12,209

Parametri di Analisi

T* [s]	0,548
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	524799
d*y [cm]	0,81
d*u [cm]	1,64

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1696	712	2,382	0,61	0,83	2,59	0,55	1,350	0,96	1,561
SLD	1352	75	18,027	0,24	0,77	2,55	0,54	3,191	1,76	7,318
SLO	1352	45	30,044	0,18	0,77	2,55	0,54	4,273	2,20	12,209



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	22.756

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,06	45.511
4	0,10	68.267
5	0,13	91.022
6	0,16	113.778
7	0,19	136.533
8	0,22	159.289
9	0,25	182.044
10	0,29	197.637
11	0,33	220.393
12	0,36	243.148
13	0,39	265.904
14	0,43	281.682
15	0,46	304.437
16	0,50	321.100
17	0,54	343.616
18	0,57	365.829
19	0,60	388.041
20	0,63	409.913
21	0,66	430.486
22	0,70	450.392
23	0,75	465.468
24	0,78	482.151
25	0,81	497.306
26	0,88	514.615
27	0,91	529.083
28	0,94	542.806
29	1,02	561.446
30	1,05	572.018
31	1,13	587.503
32	1,20	597.755
33	1,28	605.188
34	1,40	611.781
35	1,52	616.461
36	1,67	621.007
37	1,86	619.505

Analisi Push-Over N. 13 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,15 [cm] <= Du 1,50 [cm]
q* 1,46 <= 3 Du/Dmax = 1,30
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,22 [cm] <= Dd 1,50 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,50 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

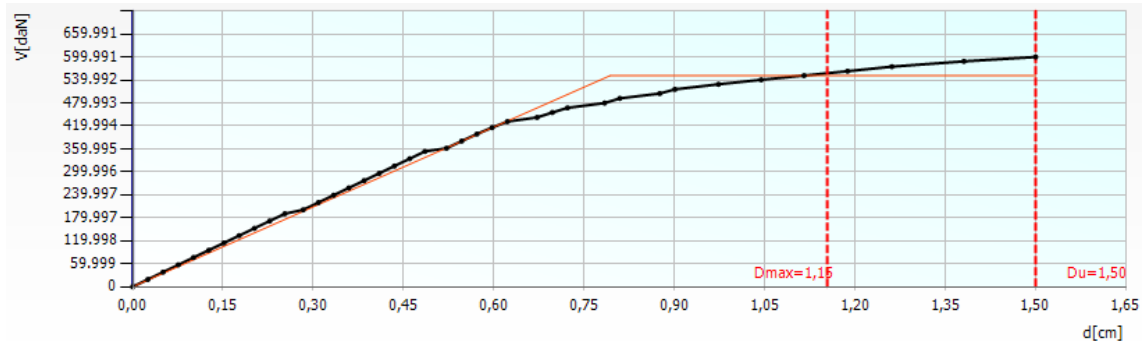
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1167	712	1,639	0,80	0,61	1,300
SLD	1167	75	15,560	1,64	0,24	6,784
SLO	1167	45	25,933	2,04	0,18	11,318

Parametri di Analisi

T* [s]	0,529
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	483896
d*y [cm]	0,7
d*u [cm]	1,32

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* _C (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1167	712	1,639	0,61	0,73	2,53	0,53	1,193	0,80	1,300
SLD	1167	75	15,560	0,24	0,73	2,53	0,53	3,041	1,64	6,784
SLO	1167	45	25,933	0,18	0,73	2,53	0,53	4,071	2,04	11,318



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	19.069

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,05	38.138
4	0,08	57.207
5	0,10	76.277
6	0,13	95.346
7	0,15	114.415
8	0,18	133.484
9	0,20	152.553
10	0,23	171.622
11	0,25	190.691
12	0,28	200.826
13	0,31	219.895
14	0,33	238.964
15	0,36	258.033
16	0,38	277.102
17	0,41	296.172
18	0,43	315.241
19	0,46	334.310
20	0,48	353.379
21	0,52	361.622
22	0,55	380.449
23	0,57	398.802
24	0,60	415.688
25	0,62	431.299
26	0,67	442.254
27	0,70	455.065
28	0,72	467.261
29	0,78	479.768
30	0,81	491.963
31	0,87	504.502
32	0,90	515.521
33	0,97	528.767
34	1,04	540.467
35	1,11	551.449
36	1,19	562.997
37	1,26	574.839

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,38	588.700
39	1,50	599.991

Analisi Push-Over N. 14 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,19 [cm] <= Du 1,53 [cm]
q* 1,32 <= 3 Du/Dmax = 1,29
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,23 [cm] <= Dd 1,53 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,14 [cm] <= Do 1,53 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

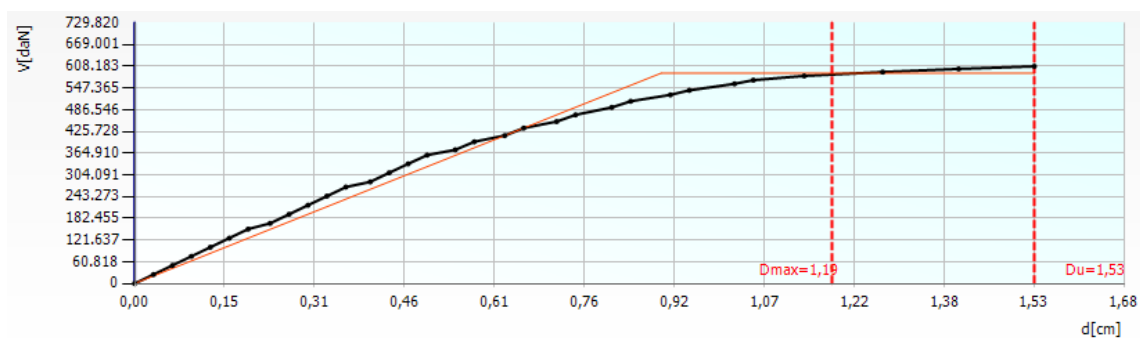
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1137	712	1,597	0,79	0,61	1,290
SLD	1137	75	15,160	1,62	0,24	6,732
SLO	1137	45	25,267	2,02	0,18	11,231

Parametri di Analisi

T* [s]	0,544
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	517080
d*y [cm]	0,79
d*u [cm]	1,34

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1137	712	1,597	0,61	0,73	2,52	0,53	1,184	0,79	1,290
SLD	1137	75	15,160	0,24	0,73	2,52	0,53	3,016	1,62	6,732
SLO	1137	45	25,267	0,18	0,73	2,52	0,53	4,038	2,02	11,231



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	25.398
3	0,06	50.796
4	0,10	76.195
5	0,13	101.593
6	0,16	126.991
7	0,19	152.389
8	0,23	168.467
9	0,26	193.865
10	0,29	219.263
11	0,33	244.662
12	0,36	270.060
13	0,40	284.615
14	0,43	310.014
15	0,46	335.121
16	0,50	359.498
17	0,55	374.436
18	0,58	396.813
19	0,63	414.256
20	0,66	435.173
21	0,72	453.419
22	0,75	472.256
23	0,81	492.974
24	0,84	510.250
25	0,91	528.152
26	0,94	540.911
27	1,02	559.059
28	1,05	569.358
29	1,14	581.188
30	1,27	592.078
31	1,40	600.902
32	1,53	608.183

Analisi Push-Over N. 15 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,25 [cm] <= Du 1,68 [cm]
q* 1,33 <= 3 Du/Dmax = 1,34
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,24 [cm] <= Dd 1,68 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,14 [cm] <= Do 1,36 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

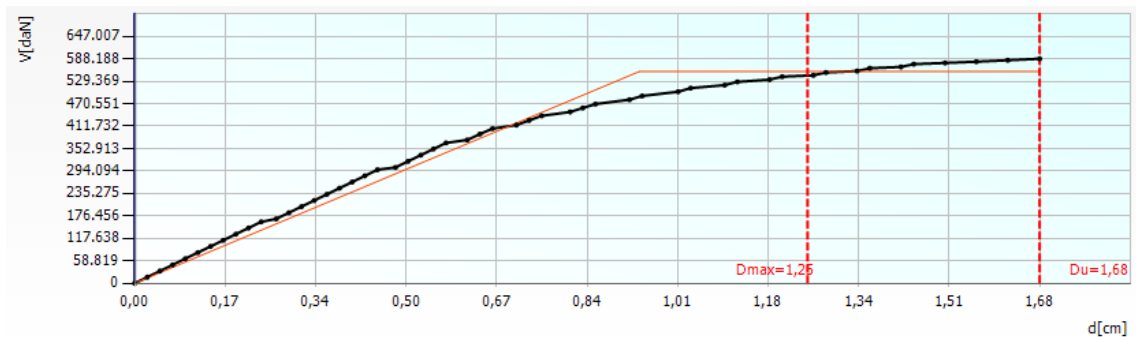
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1208	712	1,697	0,83	0,61	1,345
SLD	1208	75	16,107	1,69	0,24	7,015
SLO	831	45	18,467	1,71	0,18	9,508

Parametri di Analisi

T* [s]	0,573
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	487015
d*y [cm]	0,82
d*u [cm]	1,47

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1208	712	1,697	0,61	0,74	2,53	0,54	1,208	0,83	1,345
SLD	1208	75	16,107	0,24	0,74	2,53	0,54	3,077	1,69	7,015
SLO	831	45	18,467	0,18	0,65	2,48	0,52	3,619	1,71	9,508



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,02	16.101

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,05	32.202
4	0,07	48.302
5	0,09	64.403
6	0,12	80.504
7	0,14	96.605
8	0,16	112.706
9	0,19	128.806
10	0,21	144.907
11	0,23	161.008
12	0,26	168.749
13	0,29	184.850
14	0,31	200.951
15	0,33	217.052
16	0,36	233.153
17	0,38	249.253
18	0,40	265.354
19	0,43	281.455
20	0,45	297.556
21	0,48	303.515
22	0,51	319.616
23	0,53	335.717
24	0,55	351.818
25	0,58	367.835
26	0,62	375.544
27	0,64	390.959
28	0,66	405.198
29	0,71	414.592
30	0,73	426.664
31	0,76	438.707
32	0,81	448.911
33	0,83	459.322
34	0,86	469.568
35	0,92	481.066
36	0,94	490.804
37	1,01	501.853

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,03	511.322
39	1,10	519.312
40	1,12	527.766
41	1,18	533.631
42	1,20	541.298
43	1,26	544.867
44	1,28	552.356
45	1,34	556.004
46	1,36	563.434
47	1,42	566.873
48	1,45	574.164
49	1,50	577.413
50	1,56	580.708
51	1,62	584.392
52	1,68	588.188

Analisi Push-Over N. 16 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,28 [cm] <= Du 1,96 [cm]
q* 1,22 <= 3 Du/Dmax = 1,53
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,25 [cm] <= Dd 1,69 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,15 [cm] <= Do 1,69 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

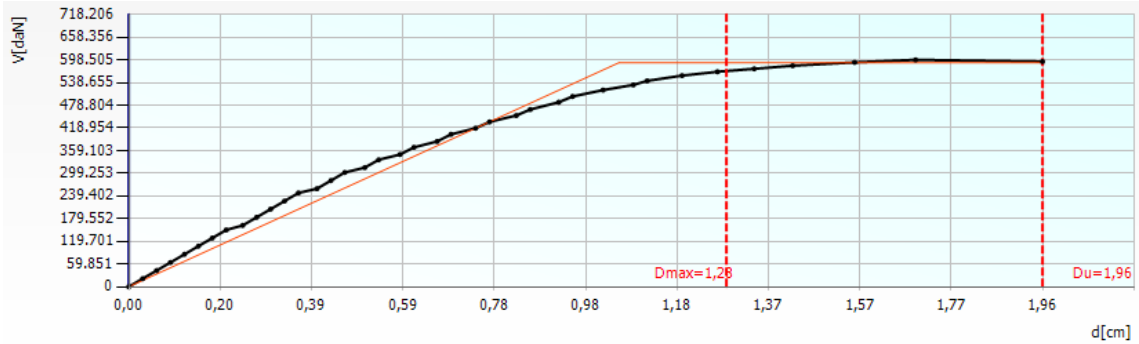
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1603	712	2,251	0,94	0,61	1,529
SLD	1185	75	15,800	1,66	0,24	6,869
SLO	1185	45	26,333	2,06	0,18	11,460

Parametri di Analisi

T* [s]	0,589
m* [kg]	4932916,691
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	64,477
Γ	1,14
F*y [daN]	518944
d*y [cm]	0,92
d*u [cm]	1,72

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1603	712	2,251	0,61	0,81	2,58	0,55	1,325	0,94	1,529
SLD	1185	75	15,800	0,24	0,74	2,53	0,54	3,057	1,66	6,869
SLO	1185	45	26,333	0,18	0,74	2,53	0,54	4,093	2,06	11,460



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	21.411
3	0,06	42.822
4	0,09	64.233
5	0,12	85.645
6	0,15	107.056
7	0,18	128.467
8	0,21	149.878
9	0,24	161.855
10	0,27	183.266
11	0,30	204.677
12	0,33	226.088
13	0,36	247.499
14	0,40	258.752
15	0,43	280.163
16	0,46	301.575
17	0,51	314.349
18	0,54	334.962
19	0,58	348.897

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
20	0,61	367.794
21	0,66	383.322
22	0,69	402.114
23	0,74	418.236
24	0,77	434.784
25	0,83	451.752
26	0,86	467.584
27	0,92	486.774
28	0,95	501.979
29	1,02	518.775
30	1,08	532.443
31	1,11	543.150
32	1,19	557.061
33	1,26	567.120
34	1,34	574.844
35	1,43	583.128
36	1,56	591.953
37	1,69	598.505
38	1,96	594.022

Analisi Push-Over N. 17 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV
 Dmax 1,13 [cm] <= Du 2,01 [cm]
 q* 1,26 <= 3 Du/Dmax = 1,78
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD
 Dmax 0,22 [cm] <= Dd 1,35 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO
 Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,35 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

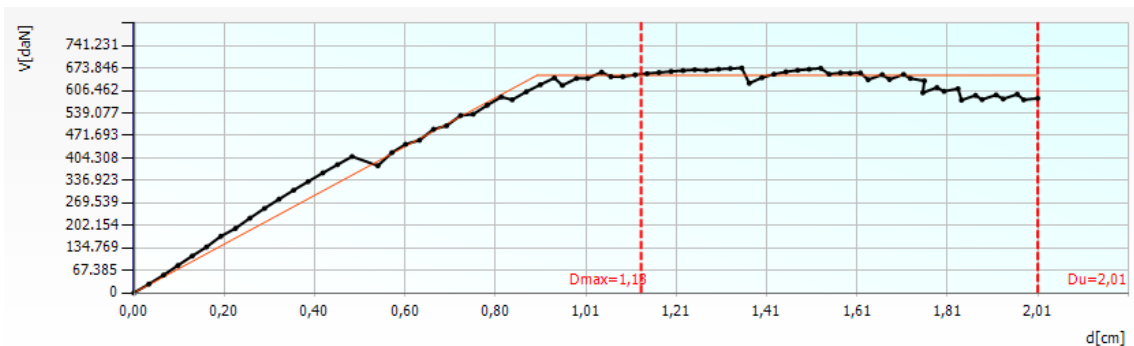
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,09	0,61	1,782
SLD	1009	75	13,453	1,51	0,24	6,253
SLO	1009	45	22,422	1,88	0,18	10,432

Parametri di Analisi

T* [s]	0,512
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	565871
d*y [cm]	0,78
d*u [cm]	1,74

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,09	1,782
SLD	1009	75	13,453	0,24	0,70	2,51	0,53	2,902	1,51	6,253
SLO	1009	45	22,422	0,18	0,70	2,51	0,53	3,886	1,88	10,432



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	26.537

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,07	53.402
4	0,10	82.281
5	0,13	110.666
6	0,16	137.703
7	0,19	169.721
8	0,23	193.324
9	0,26	224.209
10	0,29	253.264
11	0,32	280.990
12	0,36	307.756
13	0,39	333.838
14	0,42	359.654
15	0,45	384.327
16	0,49	408.672
17	0,54	381.101
18	0,57	420.482
19	0,60	445.550
20	0,64	457.690
21	0,67	490.461
22	0,70	500.884
23	0,73	531.503
24	0,76	535.662
25	0,79	562.563
26	0,82	587.148
27	0,84	578.876
28	0,87	602.789
29	0,90	624.032
30	0,94	644.367
31	0,95	621.863
32	0,98	642.594
33	1,01	642.812
34	1,04	661.354
35	1,06	648.087
36	1,09	647.802
37	1,12	653.421

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,14	657.216
39	1,17	660.478
40	1,20	663.703
41	1,22	666.273
42	1,25	668.805
43	1,27	667.123
44	1,30	670.391
45	1,33	672.455
46	1,35	673.846
47	1,37	628.173
48	1,40	645.108
49	1,42	655.409
50	1,45	662.606
51	1,48	667.185
52	1,50	670.410
53	1,53	673.220
54	1,55	655.445
55	1,57	659.496
56	1,59	658.538
57	1,62	659.238
58	1,63	638.941
59	1,67	654.097
60	1,68	639.739
61	1,71	654.775
62	1,73	642.726
63	1,76	635.556
64	1,76	599.974
65	1,79	615.372
66	1,80	604.235
67	1,83	611.961
68	1,84	577.669
69	1,87	591.969
70	1,89	579.395
71	1,92	593.371
72	1,93	581.361

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	1,97	595.359
74	1,98	578.803
75	2,01	583.134

Analisi Push-Over N. 18 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV
Dmax 0,99 [cm] <= Du 2,54 [cm]
q* 1,13 <= 3 Du/Dmax = 2,57
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD
Dmax 0,20 [cm] <= Dd 2,06 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO
Dmax 0,12 [cm] <= Do 2,06 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

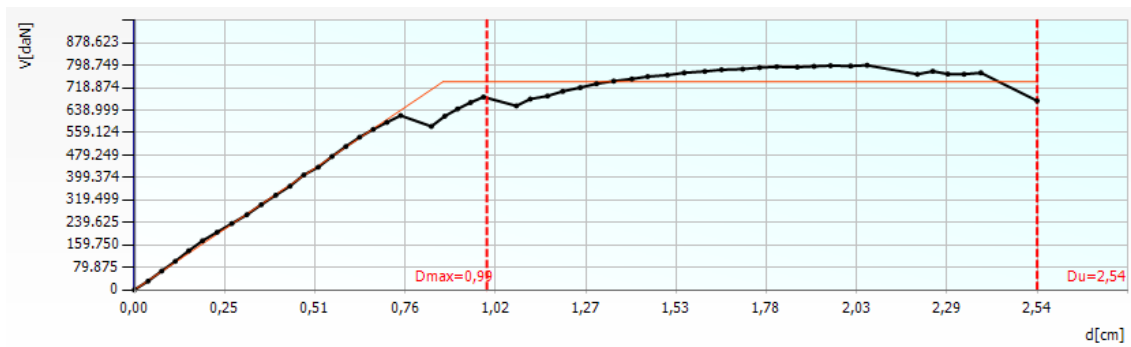
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,53	0,61	2,486
SLD	> 2475	75	> 33,000	2,49	0,24	10,324
SLO	> 2475	45	> 55,000	3,10	0,18	17,224

Parametri di Analisi

T* [s]	0,473
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	642266
d*y [cm]	0,75
d*u [cm]	2,21

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,53	2,486
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,24	0,94	2,66	0,56	3,891	2,49	10,324
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,18	0,94	2,66	0,56	5,210	3,10	17,224



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	31.377
3	0,08	67.202
4	0,12	101.575
5	0,15	139.159
6	0,19	174.596
7	0,23	204.890
8	0,27	236.049
9	0,32	267.382
10	0,36	303.293
11	0,40	336.825
12	0,44	369.002
13	0,48	408.774
14	0,52	436.232
15	0,56	474.486
16	0,60	509.701
17	0,63	542.971
18	0,67	570.901
19	0,71	595.815
20	0,75	619.848
21	0,84	581.356
22	0,87	617.335
23	0,91	643.393
24	0,95	666.225
25	0,98	685.978
26	1,08	654.321

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	1,11	678.582
28	1,16	689.483
29	1,21	706.052
30	1,26	719.381
31	1,30	733.034
32	1,35	742.559
33	1,40	750.027
34	1,45	758.597
35	1,50	763.663
36	1,55	771.852
37	1,61	776.876
38	1,65	782.923
39	1,71	785.262
40	1,76	790.274
41	1,81	793.502
42	1,87	792.098
43	1,91	794.895
44	1,96	797.281
45	2,02	796.271
46	2,06	798.749
47	2,21	766.823
48	2,25	777.293
49	2,29	767.642
50	2,34	766.888
51	2,38	771.845
52	2,54	672.306

Analisi Push-Over N. 19 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,13 [cm] <= Du 2,47 [cm]
q* 1,35 <= 3 Du/Dmax = 2,19
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,22 [cm] <= Dd 1,86 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,86 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

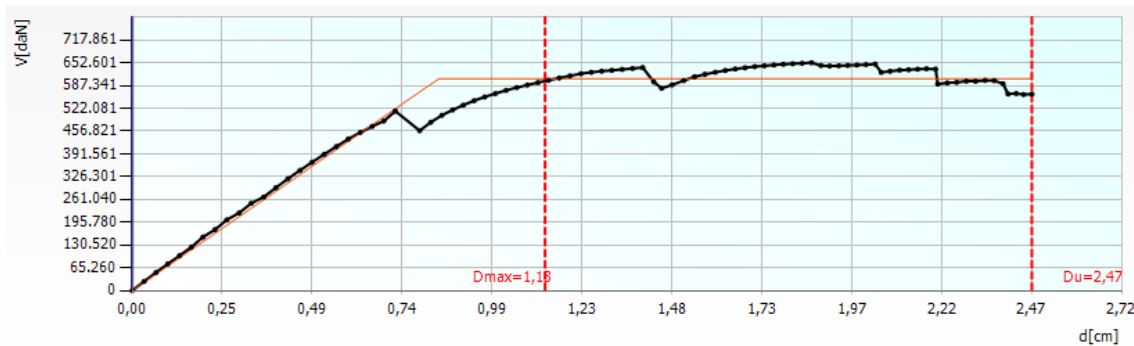
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,34	0,61	2,179
SLD	2046	75	27,280	2,07	0,24	8,583
SLO	2046	45	45,467	2,58	0,18	14,320

Parametri di Analisi

T* [s]	0,514
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	526599
d*y [cm]	0,73
d*u [cm]	2,14

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,34	2,179
SLD	2046	75	27,280	0,24	0,88	2,62	0,56	3,659	2,07	8,583
SLO	2046	45	45,467	0,18	0,88	2,62	0,56	4,900	2,58	14,320



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	26.443

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,07	51.880
4	0,10	76.553
5	0,13	100.197
6	0,16	124.604
7	0,19	153.439
8	0,23	174.368
9	0,26	202.459
10	0,29	222.554
11	0,33	249.905
12	0,36	268.170
13	0,39	294.868
14	0,43	320.249
15	0,46	344.441
16	0,49	367.832
17	0,53	390.363
18	0,56	412.585
19	0,59	434.281
20	0,63	452.814
21	0,66	470.176
22	0,69	485.930
23	0,72	514.137
24	0,79	458.086
25	0,82	482.241
26	0,85	502.094
27	0,88	517.522
28	0,91	531.163
29	0,94	543.886
30	0,97	554.644
31	1,00	564.320
32	1,03	573.558
33	1,05	581.526
34	1,08	588.622
35	1,11	595.740
36	1,14	602.361
37	1,17	608.910

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,20	615.206
39	1,23	621.125
40	1,26	625.271
41	1,29	628.321
42	1,32	630.939
43	1,34	633.610
44	1,37	636.176
45	1,40	638.794
46	1,43	597.847
47	1,45	579.346
48	1,48	589.220
49	1,51	601.509
50	1,54	612.419
51	1,57	619.488
52	1,60	625.348
53	1,63	630.398
54	1,65	634.760
55	1,68	638.239
56	1,71	641.438
57	1,73	643.871
58	1,76	646.176
59	1,79	648.314
60	1,81	649.665
61	1,84	651.153
62	1,86	652.601
63	1,89	644.411
64	1,91	643.240
65	1,94	643.953
66	1,96	644.946
67	1,99	646.098
68	2,01	647.298
69	2,04	648.537
70	2,05	625.116
71	2,08	628.112
72	2,11	631.358

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	2,13	632.712
74	2,15	634.071
75	2,18	635.361
76	2,20	634.521
77	2,21	591.539
78	2,24	594.874
79	2,26	596.346
80	2,29	599.965
81	2,31	599.491
82	2,34	602.152
83	2,36	601.400
84	2,39	592.508
85	2,40	563.176
86	2,43	564.481
87	2,45	561.584
88	2,47	562.912

Analisi Push-Over N. 20 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,10 [cm] <= Du 3,05 [cm]
q* 1,20 <= 3 Du/Dmax = 2,77
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,21 [cm] <= Dd 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,13 [cm] <= Do 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

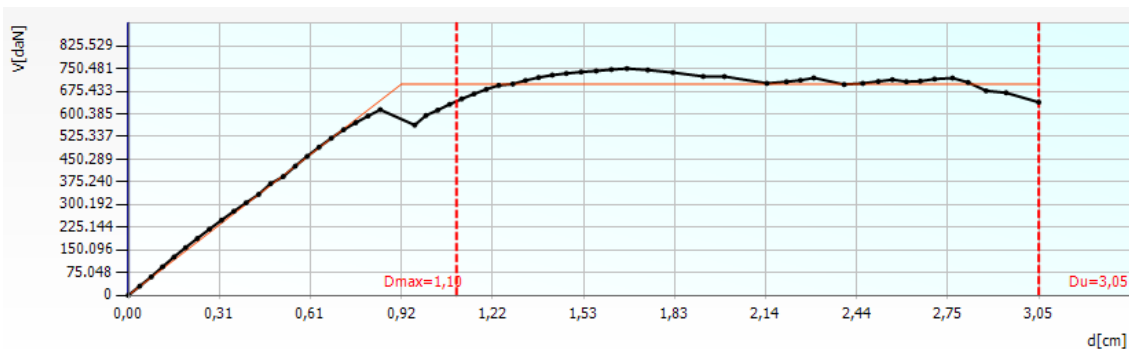
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,53	0,61	2,498
SLD	1805	75	24,067	1,91	0,24	7,921
SLO	1805	45	40,111	2,38	0,18	13,216

Parametri di Analisi

T* [s]	0,5
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	606379
d*y [cm]	0,8
d*u [cm]	2,65

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,53	2,498
SLD	1805	75	24,067	0,24	0,85	2,60	0,55	3,509	1,91	7,921
SLO	1805	45	40,111	0,18	0,85	2,60	0,55	4,698	2,38	13,216



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	30.460
3	0,08	61.084
4	0,12	94.380
5	0,15	126.957
6	0,19	158.046
7	0,23	188.402
8	0,27	218.862
9	0,31	248.764
10	0,35	277.862
11	0,40	306.256
12	0,44	334.110
13	0,48	369.589
14	0,52	393.254
15	0,56	427.628
16	0,60	460.013
17	0,64	490.339
18	0,68	519.822
19	0,72	547.909
20	0,76	571.291

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,80	593.216
22	0,85	614.360
23	0,96	563.388
24	1,00	595.283
25	1,04	612.878
26	1,08	632.209
27	1,12	650.162
28	1,16	666.574
29	1,20	681.691
30	1,24	694.929
31	1,29	699.364
32	1,33	711.150
33	1,38	720.984
34	1,42	728.919
35	1,47	734.390
36	1,52	739.226
37	1,57	742.719
38	1,62	747.283
39	1,67	750.481
40	1,74	745.825
41	1,83	737.486
42	1,93	724.502
43	2,00	724.204
44	2,14	701.660
45	2,21	706.778
46	2,26	711.726
47	2,30	719.604
48	2,40	697.730
49	2,46	701.572
50	2,52	707.753
51	2,56	713.786
52	2,61	707.074
53	2,66	708.849
54	2,71	715.891
55	2,77	719.116

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	2,82	704.650
57	2,88	676.760
58	2,94	670.424
59	3,05	639.046

Analisi Push-Over N. 21 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 0,80 [cm] <= Du 1,76 [cm]
q* 1,25 <= 3 Du/Dmax = 2,20
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,18 [cm] <= Dd 1,11 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,11 [cm] <= Do 1,11 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

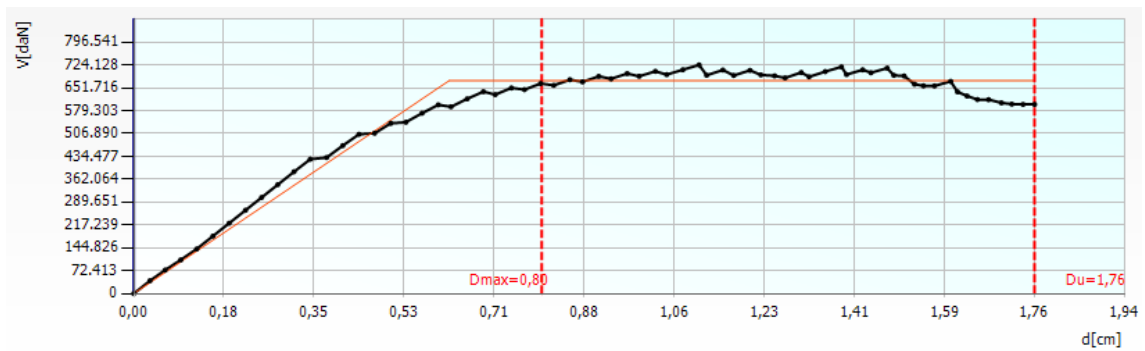
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,26	0,61	2,048
SLD	1338	75	17,840	1,51	0,24	6,271
SLO	1338	45	29,733	1,88	0,18	10,463

Parametri di Analisi

T* [s]	0,417
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	585004
d*y [cm]	0,54
d*u [cm]	1,53

Vulnerabilità Sismica

	TR _C			TR=cost						
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,26	2,048
SLD	1338	75	17,840	0,24	0,77	2,55	0,54	3,183	1,51	6,271
SLO	1338	45	29,733	0,18	0,77	2,55	0,54	4,262	1,88	10,463



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	40.721
3	0,06	74.444
4	0,09	106.736
5	0,12	141.512
6	0,16	182.232
7	0,19	222.952
8	0,22	263.673
9	0,25	304.393
10	0,28	345.113
11	0,31	385.834
12	0,35	425.434
13	0,38	430.770
14	0,41	468.736
15	0,44	504.544
16	0,47	507.647
17	0,50	539.171
18	0,53	542.619
19	0,56	571.215
20	0,60	597.752
21	0,62	591.586
22	0,65	616.819
23	0,68	639.587
24	0,71	630.062
25	0,74	651.270
26	0,76	645.946

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,80	665.263
28	0,82	659.486
29	0,85	677.338
30	0,88	670.607
31	0,91	687.923
32	0,93	680.249
33	0,97	696.726
34	0,99	688.159
35	1,02	703.790
36	1,04	693.459
37	1,07	708.916
38	1,11	724.128
39	1,12	691.386
40	1,15	708.023
41	1,17	690.855
42	1,21	706.922
43	1,23	692.515
44	1,25	689.570
45	1,28	683.048
46	1,31	700.123
47	1,32	686.439
48	1,35	703.048
49	1,39	717.992
50	1,40	693.576
51	1,43	708.738
52	1,44	699.472
53	1,47	714.017
54	1,49	691.300
55	1,51	689.148
56	1,53	663.160
57	1,55	657.990
58	1,57	657.538
59	1,60	672.060
60	1,61	638.937
61	1,63	625.726

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	1,65	614.554
63	1,67	614.245
64	1,70	604.054
65	1,72	600.043
66	1,74	599.124
67	1,76	599.099

Analisi Push-Over N. 22 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 0,77 [cm] <= Du 2,56 [cm]
q* 1,04 <= 3 Du/Dmax = 3,32
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,18 [cm] <= Dd 1,89 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,11 [cm] <= Do 1,89 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

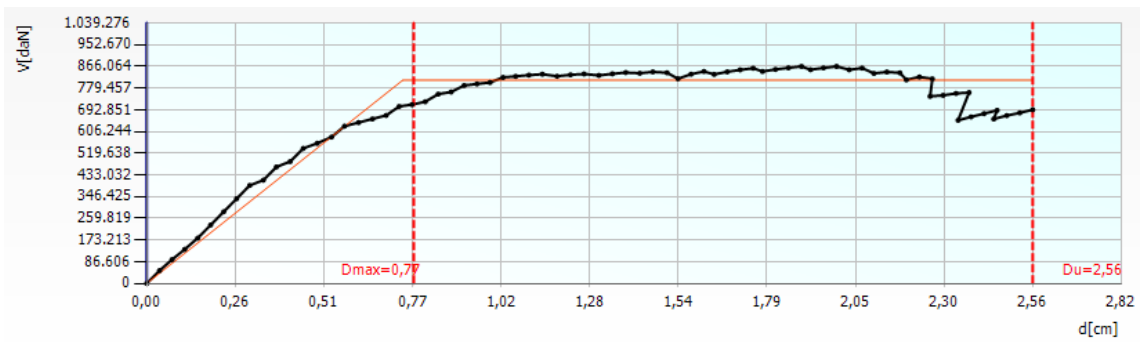
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,78	0,61	2,895
SLD	> 2475	75	> 33,000	2,59	0,24	10,739
SLO	> 2475	45	> 55,000	3,22	0,18	17,917

Parametri di Analisi

T* [s]	0,417
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	702862
d*y [cm]	0,64
d*u [cm]	2,22

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,78	2,895
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,24	0,94	2,66	0,56	3,891	2,59	10,739
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,18	0,94	2,66	0,56	5,210	3,22	17,917



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	51.601
3	0,07	95.207
4	0,11	136.034
5	0,15	180.937
6	0,18	233.451
7	0,22	285.965
8	0,26	338.479
9	0,30	390.993
10	0,34	442.213
11	0,37	464.727
12	0,41	486.379
13	0,45	538.893
14	0,49	559.159
15	0,53	584.007
16	0,57	627.604
17	0,61	641.970
18	0,65	656.358
19	0,69	670.455
20	0,73	706.078
21	0,77	713.675
22	0,80	724.998
23	0,84	755.357
24	0,88	764.007
25	0,92	789.881
26	0,95	796.008

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,99	801.791
28	1,03	822.096
29	1,07	826.171
30	1,10	831.284
31	1,14	834.817
32	1,19	826.744
33	1,22	832.414
34	1,26	835.792
35	1,31	830.080
36	1,35	836.285
37	1,38	841.556
38	1,42	838.574
39	1,46	844.091
40	1,50	840.693
41	1,54	816.754
42	1,57	834.844
43	1,61	845.776
44	1,64	834.170
45	1,68	844.328
46	1,72	852.210
47	1,75	858.727
48	1,78	845.943
49	1,82	853.919
50	1,85	860.235
51	1,89	866.064
52	1,92	852.709
53	1,96	860.169
54	1,99	865.921
55	2,03	852.537
56	2,07	859.304
57	2,10	838.070
58	2,14	843.770
59	2,18	840.357
60	2,20	812.363
61	2,23	823.832

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	2,27	816.428
63	2,26	746.550
64	2,30	750.489
65	2,34	758.272
66	2,38	761.771
67	2,34	650.920
68	2,38	664.625
69	2,42	677.745
70	2,46	690.628
71	2,45	656.084
72	2,49	669.741
73	2,52	680.628
74	2,56	693.110

Analisi Push-Over N. 23 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 0,87 [cm] <= Du 2,27 [cm]
q* 1,33 <= 3 Du/Dmax = 2,61
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,18 [cm] <= Dd 1,50 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,11 [cm] <= Do 1,50 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

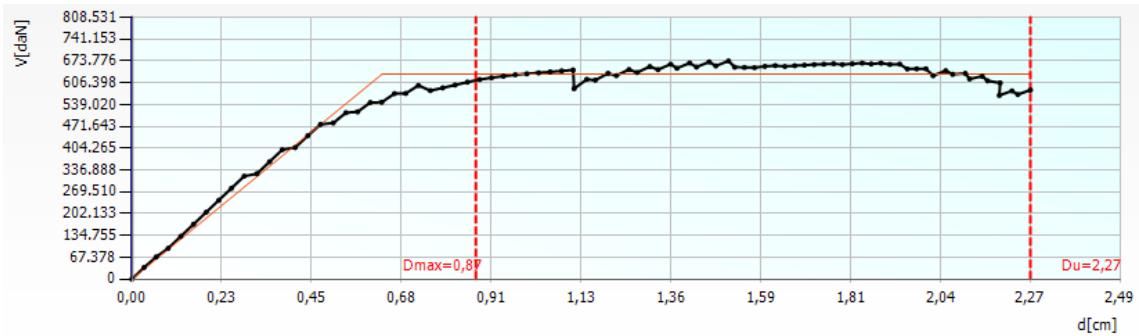
	TR _C	TR _D	α TR	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α PGA
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,39	0,61	2,262
SLD	2174	75	28,987	1,97	0,24	8,168
SLO	2174	45	48,311	2,45	0,18	13,626

Parametri di Analisi

T* [s]	0,436
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	549259
d*y [cm]	0,55
d*u [cm]	1,96

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,39	2,262
SLD	2174	75	28,987	0,24	0,90	2,63	0,56	3,733	1,97	8,168
SLO	2174	45	48,311	0,18	0,90	2,63	0,56	4,998	2,45	13,626



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	36.078
3	0,06	68.516
4	0,09	94.994
5	0,12	132.137
6	0,16	169.279
7	0,19	206.421
8	0,22	243.564
9	0,25	280.706
10	0,28	317.848
11	0,32	325.444
12	0,35	362.587
13	0,38	399.729
14	0,41	406.204
15	0,44	442.979
16	0,48	477.729
17	0,51	482.069
18	0,54	513.709
19	0,57	516.679
20	0,60	545.267

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,63	546.192
22	0,66	572.854
23	0,69	573.356
24	0,72	597.962
25	0,75	582.020
26	0,78	590.506
27	0,81	599.478
28	0,85	608.261
29	0,88	616.217
30	0,91	621.975
31	0,94	626.504
32	0,97	631.164
33	1,00	634.135
34	1,03	636.933
35	1,05	639.799
36	1,08	642.826
37	1,11	645.815
38	1,11	588.006
39	1,15	616.761
40	1,17	614.265
41	1,20	635.434
42	1,22	628.273
43	1,25	647.174
44	1,27	638.137
45	1,31	656.462
46	1,33	646.848
47	1,36	663.647
48	1,37	651.060
49	1,41	667.301
50	1,42	654.991
51	1,46	670.727
52	1,47	658.415
53	1,50	673.776
54	1,52	654.504
55	1,54	653.769

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	1,57	652.942
57	1,60	656.975
58	1,62	659.235
59	1,65	656.675
60	1,67	659.019
61	1,70	660.817
62	1,72	662.325
63	1,74	663.764
64	1,77	665.169
65	1,79	662.526
66	1,82	665.122
67	1,84	666.930
68	1,86	664.576
69	1,89	666.971
70	1,91	663.023
71	1,94	663.923
72	1,95	648.871
73	1,98	649.236
74	2,00	649.468
75	2,02	628.191
76	2,05	643.564
77	2,07	632.401
78	2,10	635.221
79	2,11	617.991
80	2,14	626.354
81	2,16	612.380
82	2,19	605.912
83	2,19	567.256
84	2,22	581.186
85	2,23	570.111
86	2,27	583.767

Analisi Push-Over N. 24 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 0,90 [cm] <= Du 3,09 [cm]
q* 1,07 <= 3 Du/Dmax = 3,43
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,19 [cm] <= Dd 2,47 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,11 [cm] <= Do 2,47 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

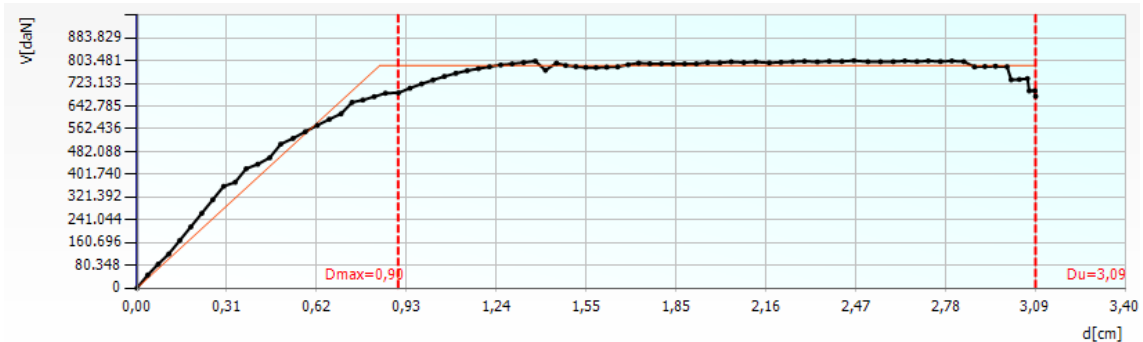
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,72	0,61	2,809
SLD	> 2475	75	> 33,000	3,13	0,24	12,971
SLO	> 2475	45	> 55,000	3,90	0,18	21,640

Parametri di Analisi

T* [s]	0,45
m* [kg]	4822306,557
w [kg]	7650655,56
m*/w [%]	63,031
Γ	1,15
F*y [daN]	681907
d*y [cm]	0,72
d*u [cm]	2,68

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,61	0,94	2,66	0,56	1,527	1,72	2,809
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,24	0,94	2,66	0,56	3,891	3,13	12,971
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,18	0,94	2,66	0,56	5,210	3,90	21,640



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	46.448

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,07	84.749
4	0,11	120.465
5	0,15	168.309
6	0,18	216.153
7	0,22	263.997
8	0,26	311.841
9	0,30	359.685
10	0,34	373.910
11	0,38	421.753
12	0,42	437.642
13	0,46	460.700
14	0,49	508.543
15	0,54	528.947
16	0,58	552.476
17	0,62	574.982
18	0,66	596.072
19	0,70	615.606
20	0,74	655.935
21	0,78	664.286
22	0,82	676.023
23	0,85	688.585
24	0,90	689.635
25	0,94	706.170
26	0,98	721.196
27	1,02	734.931
28	1,06	747.738
29	1,10	758.738
30	1,14	768.038
31	1,17	775.043
32	1,21	781.835
33	1,25	788.128
34	1,29	792.122
35	1,33	796.885
36	1,37	801.823
37	1,40	769.486

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,44	794.780
39	1,47	786.365
40	1,51	782.366
41	1,54	779.402
42	1,58	778.998
43	1,62	780.420
44	1,65	781.650
45	1,69	789.159
46	1,73	794.683
47	1,76	792.788
48	1,80	792.641
49	1,84	792.205
50	1,88	792.207
51	1,92	792.416
52	1,96	796.603
53	2,00	795.953
54	2,04	799.227
55	2,09	796.903
56	2,13	799.069
57	2,17	795.777
58	2,21	797.716
59	2,25	799.529
60	2,30	801.320
61	2,34	799.001
62	2,38	801.301
63	2,42	800.751
64	2,47	803.481
65	2,51	799.703
66	2,56	799.689
67	2,60	799.836
68	2,64	802.471
69	2,68	800.269
70	2,72	802.464
71	2,76	800.185
72	2,80	802.242

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	2,84	800.054
74	2,88	781.507
75	2,92	782.630
76	2,95	783.449
77	2,99	781.798
78	3,01	735.632
79	3,03	736.979
80	3,06	740.202
81	3,07	696.471
82	3,09	697.083
83	3,09	677.460

Appendice C

Si riportano di seguito i dettagli relativi alle 24 analisi pushover effettuate in *3Muri* in seguito all'intervento con intonaco rinforzato con rete in *GFRP* proposto per alcune delle pareti del primo livello dell'edificio oggetto di studio. Sono riportati i risultati delle verifiche in termini di spostamenti e gli indici di vulnerabilità per i tre stati limite considerati (*SLV*, *SLD*, *SLO*), nonché le 24 Curve Push-Over ottenute.

Analisi Push-Over N. 1 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,92 [cm] ≤ Du 4,58 [cm]
q* 1,24 ≤ 3 Du/Dmax = 2,39
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,55 [cm] ≤ Dd 3,22 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] ≤ Do 3,22 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

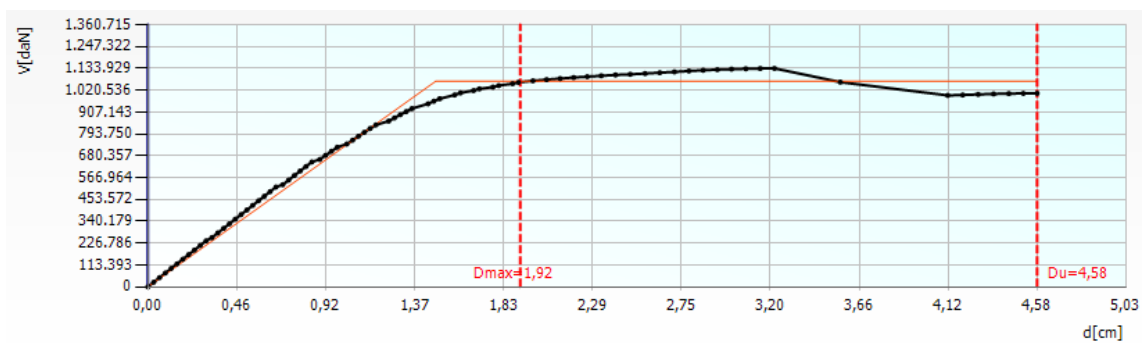
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,99	0,92	2,162
SLD	2017	75	26,893	2,12	0,36	5,867
SLO	2017	45	44,822	2,43	0,27	8,994

Parametri di Analisi

T* [s]	0,527
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	930858
d*y [cm]	1,29
d*u [cm]	3,99

Vulnerabilità Sismica

	TR _C			TR=cost						
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,92	1,41	2,66	0,56	1,527	1,99	2,162
SLD	2017	75	26,893	0,36	1,32	2,62	0,56	3,639	2,12	5,867
SLO	2017	45	44,822	0,27	1,32	2,62	0,56	4,872	2,43	8,994



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	23.854
3	0,06	47.708
4	0,09	71.562
5	0,12	95.416
6	0,15	119.269
7	0,18	143.123
8	0,21	166.977
9	0,24	190.831
10	0,27	214.685
11	0,30	238.539
12	0,33	255.717
13	0,36	279.571
14	0,39	303.425
15	0,42	327.279
16	0,45	351.133
17	0,48	374.987
18	0,51	398.841
19	0,54	422.695
20	0,57	446.548
21	0,60	470.402
22	0,63	494.256
23	0,66	518.110
24	0,69	530.022
25	0,72	553.876
26	0,75	577.730

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,78	601.308
28	0,81	624.865
29	0,84	648.166
30	0,88	661.137
31	0,91	682.597
32	0,94	703.549
33	0,97	724.223
34	1,02	741.297
35	1,05	761.480
36	1,08	781.579
37	1,11	801.677
38	1,14	821.773
39	1,17	840.427
40	1,24	860.247
41	1,27	876.936
42	1,30	893.306
43	1,33	909.460
44	1,36	925.373
45	1,44	950.032
46	1,47	963.467
47	1,50	976.359
48	1,58	996.015
49	1,61	1.006.639
50	1,68	1.018.654
51	1,71	1.027.505
52	1,78	1.036.751
53	1,81	1.044.673
54	1,88	1.054.512
55	1,91	1.061.360
56	1,98	1.069.365
57	2,05	1.075.736
58	2,12	1.081.180
59	2,19	1.086.274
60	2,26	1.090.904
61	2,33	1.095.565

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	2,41	1.099.987
63	2,48	1.103.109
64	2,56	1.107.074
65	2,63	1.111.424
66	2,71	1.115.883
67	2,78	1.120.297
68	2,86	1.124.268
69	2,93	1.127.323
70	3,00	1.129.940
71	3,08	1.131.921
72	3,15	1.133.344
73	3,22	1.133.929
74	3,56	1.062.459
75	4,12	993.717
76	4,19	995.990
77	4,27	998.847
78	4,35	1.001.189
79	4,43	1.002.931
80	4,51	1.003.820
81	4,58	1.004.368

Analisi Push-Over N. 2 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,07 [cm] <= Du 2,42 [cm]
 q* 1,43 <= 3 Du/Dmax = 1,17
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 2,14 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 2,14 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

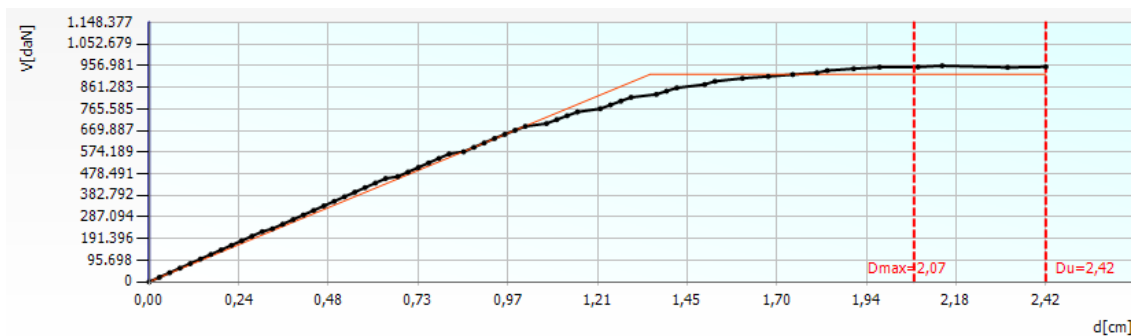
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	953	712	1,338	1,06	0,92	1,151
SLD	755	75	10,067	1,37	0,36	3,784
SLO	755	45	16,778	1,57	0,27	5,801

Parametri di Analisi

T* [s]	0,543
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	802062
d*y [cm]	1,18
d*u [cm]	2,11

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T*(TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	953	712	1,338	0,92	1,03	2,50	0,53	1,117	1,06	1,151
SLD	755	75	10,067	0,36	0,94	2,47	0,51	2,605	1,37	3,784
SLO	755	45	16,778	0,27	0,94	2,47	0,51	3,488	1,57	5,801



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	20.215
3	0,06	40.429
4	0,08	60.644

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
5	0,11	80.858
6	0,14	101.073
7	0,17	121.287
8	0,19	141.502
9	0,22	161.716
10	0,25	181.931
11	0,28	202.145
12	0,31	222.360
13	0,33	235.336
14	0,36	255.551
15	0,39	275.765
16	0,42	295.980
17	0,44	316.194
18	0,47	336.409
19	0,50	356.623
20	0,53	376.838
21	0,56	397.052
22	0,58	417.267
23	0,61	437.481
24	0,64	457.696
25	0,67	465.966
26	0,70	486.181
27	0,73	506.395
28	0,76	526.610
29	0,78	546.824
30	0,81	566.811
31	0,85	576.008
32	0,88	595.704
33	0,91	615.371
34	0,93	634.838
35	0,96	653.271
36	0,99	671.065
37	1,02	688.780
38	1,07	700.973
39	1,10	718.361

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
40	1,13	735.368
41	1,16	752.257
42	1,22	766.545
43	1,25	783.490
44	1,27	800.423
45	1,30	817.026
46	1,37	830.021
47	1,40	844.701
48	1,43	859.134
49	1,50	874.017
50	1,53	887.926
51	1,60	901.305
52	1,67	909.482
53	1,74	917.932
54	1,80	925.715
55	1,83	935.623
56	1,90	943.734
57	1,97	950.638
58	2,08	951.418
59	2,14	956.981
60	2,32	949.645
61	2,42	952.217

Analisi Push-Over N. 3 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,94 [cm] <= Du 3,59 [cm]
q* 1,23 <= 3 Du/Dmax = 1,85
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,55 [cm] <= Dd 2,99 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 46 e 47 al livello 1

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 1,58 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

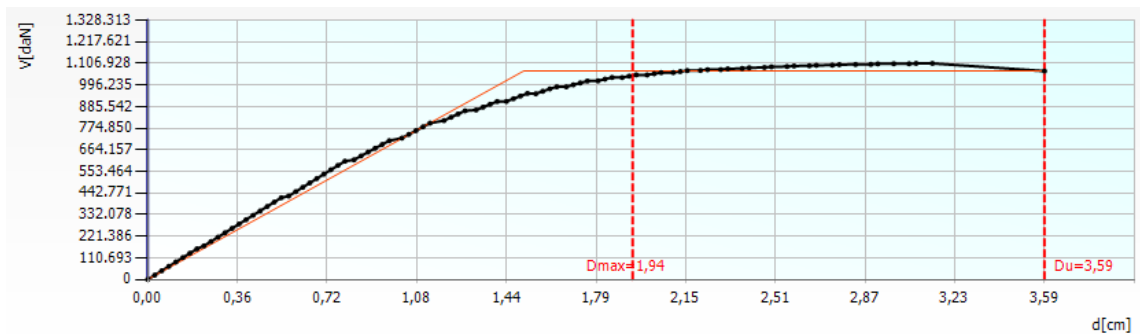
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	2460	712	3,455	1,58	0,92	1,715
SLD	1670	75	22,267	1,95	0,36	5,394
SLO	473	45	10,511	1,18	0,27	4,378

Parametri di Analisi

T* [s]	0,531
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	933069
d*y [cm]	1,31
d*u [cm]	3,13

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	2460	712	3,455	0,92	1,40	2,66	0,56	1,524	1,58	1,715
SLD	1670	75	22,267	0,36	1,24	2,59	0,55	3,423	1,95	5,394
SLO	473	45	10,511	0,27	0,79	2,42	0,47	2,927	1,18	4,378



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	22.423
3	0,06	44.847
4	0,08	67.270

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
5	0,11	89.694
6	0,14	112.117
7	0,17	134.540
8	0,20	156.964
9	0,22	171.983
10	0,25	194.407
11	0,28	216.830
12	0,31	239.254
13	0,34	261.677
14	0,37	284.100
15	0,39	306.524
16	0,42	328.947
17	0,45	351.371
18	0,48	373.794
19	0,51	396.217
20	0,53	418.641
21	0,56	427.276
22	0,59	449.700
23	0,62	472.123
24	0,65	494.547
25	0,68	516.970
26	0,71	539.393
27	0,73	561.817
28	0,76	583.966
29	0,79	605.758
30	0,83	613.076
31	0,85	632.959
32	0,88	652.610
33	0,91	671.985
34	0,94	691.353
35	0,97	710.640
36	1,02	724.191
37	1,05	743.401
38	1,07	762.610
39	1,10	781.794

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
40	1,13	800.931
41	1,19	813.891
42	1,21	830.997
43	1,24	847.753
44	1,27	863.958
45	1,31	868.068
46	1,34	882.819
47	1,37	897.294
48	1,40	911.580
49	1,44	912.156
50	1,46	926.008
51	1,49	939.605
52	1,52	953.088
53	1,55	951.173
54	1,58	964.064
55	1,61	976.123
56	1,64	987.094
57	1,68	986.823
58	1,70	997.087
59	1,73	1.006.770
60	1,76	1.016.353
61	1,80	1.017.448
62	1,83	1.026.350
63	1,86	1.034.581
64	1,90	1.034.335
65	1,93	1.041.595
66	1,96	1.048.177
67	2,00	1.047.665
68	2,03	1.053.777
69	2,06	1.059.564
70	2,10	1.059.945
71	2,13	1.065.166
72	2,16	1.070.040
73	2,21	1.070.713
74	2,24	1.074.776

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
75	2,29	1.075.234
76	2,32	1.079.213
77	2,38	1.080.859
78	2,41	1.084.456
79	2,47	1.085.986
80	2,50	1.089.184
81	2,56	1.090.721
82	2,59	1.093.564
83	2,65	1.094.663
84	2,68	1.097.166
85	2,74	1.097.994
86	2,77	1.100.450
87	2,83	1.101.312
88	2,89	1.101.991
89	2,92	1.104.377
90	2,99	1.104.903
91	3,05	1.104.808
92	3,08	1.106.867
93	3,14	1.106.928
94	3,59	1.067.470

Analisi Push-Over N. 4 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,16 [cm] <= Du 2,57 [cm]
q* 1,49 <= 3 Du/Dmax = 1,19
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,58 [cm] <= Dd 1,65 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 8 e 9 al livello 2

Verifica SLO

Dmax 0,38 [cm] <= Do 1,21 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

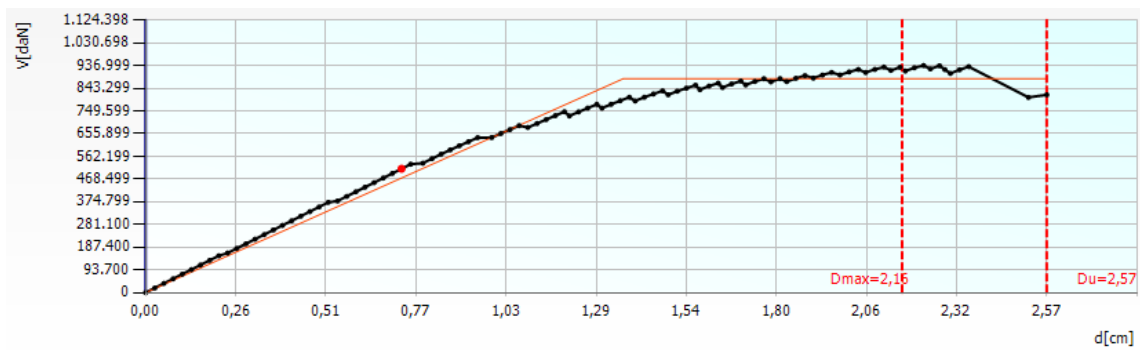
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	996	712	1,399	1,08	0,92	1,171
SLD	409	75	5,453	1,03	0,36	2,842
SLO	213	45	4,733	0,86	0,27	3,200

Parametri di Analisi

T* [s]	0,557
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	769989
d*y [cm]	1,19
d*u [cm]	2,25

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	996	712	1,399	0,92	1,04	2,50	0,53	1,134	1,08	1,171
SLD	409	75	5,453	0,36	0,74	2,42	0,45	2,060	1,03	2,842
SLO	213	45	4,733	0,27	0,57	2,44	0,37	2,115	0,86	3,200



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	19.002
3	0,05	38.005

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,08	57.007
5	0,10	76.009
6	0,13	95.011
7	0,16	114.014
8	0,18	133.016
9	0,21	152.018
10	0,23	163.360
11	0,26	182.362
12	0,29	201.364
13	0,31	220.367
14	0,34	239.369
15	0,36	258.371
16	0,39	277.373
17	0,42	296.376
18	0,44	315.378
19	0,47	334.380
20	0,50	353.382
21	0,52	372.385
22	0,55	377.952
23	0,57	396.954
24	0,60	415.957
25	0,63	434.959
26	0,65	453.961
27	0,68	472.963
28	0,71	491.966
29	0,73	510.968
30	0,76	529.970
31	0,79	534.066
32	0,82	552.717
33	0,84	571.098
34	0,87	588.933
35	0,90	606.052
36	0,92	622.797
37	0,95	639.541
38	0,99	639.974

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,01	656.460
40	1,04	672.801
41	1,07	689.090
42	1,09	681.416
43	1,12	697.833
44	1,14	714.109
45	1,17	730.318
46	1,20	746.496
47	1,21	729.064
48	1,24	745.536
49	1,26	761.354
50	1,29	776.806
51	1,30	761.278
52	1,33	777.013
53	1,36	791.750
54	1,38	806.033
55	1,40	790.844
56	1,42	806.167
57	1,45	819.704
58	1,48	832.520
59	1,49	816.470
60	1,52	831.068
61	1,55	843.629
62	1,57	856.006
63	1,58	837.352
64	1,61	852.303
65	1,64	864.315
66	1,65	846.270
67	1,67	860.973
68	1,70	872.973
69	1,71	856.972
70	1,74	871.150
71	1,77	882.656
72	1,79	869.682
73	1,81	883.114

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
74	1,83	870.726
75	1,86	884.291
76	1,88	895.244
77	1,91	885.133
78	1,93	897.747
79	1,96	908.563
80	1,98	898.009
81	2,01	910.712
82	2,04	920.856
83	2,06	908.361
84	2,08	921.104
85	2,11	930.554
86	2,13	916.935
87	2,16	929.872
88	2,17	914.261
89	2,20	927.989
90	2,22	936.999
91	2,24	923.281
92	2,27	936.101
93	2,28	920.577
94	2,30	904.535
95	2,33	919.494
96	2,35	932.516
97	2,52	805.619
98	2,57	816.233

Analisi Push-Over N. 5 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,83 [cm] <= Du 2,11 [cm]
q* 1,69 <= 3 Du/Dmax = 1,15
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,52 [cm] <= Dd 1,55 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,34 [cm] <= Do 1,55 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

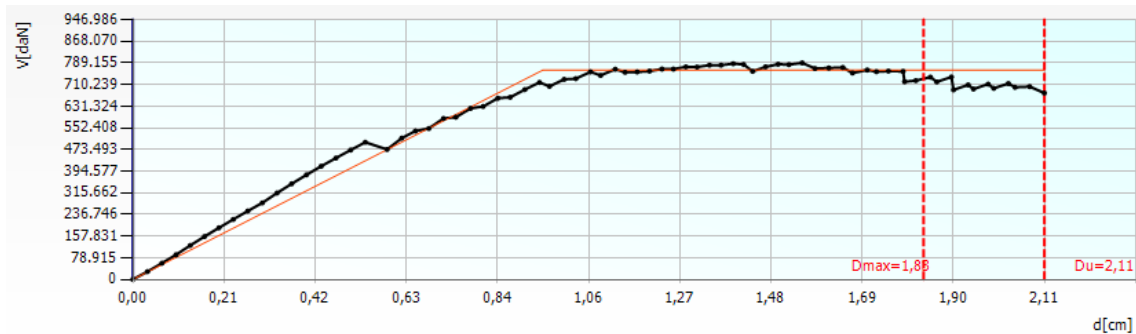
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	919	712	1,291	1,04	0,92	1,130
SLD	517	75	6,893	1,08	0,36	2,994
SLO	517	45	11,489	1,24	0,27	4,589

Parametri di Analisi

T* [s]	0,492
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	659377
d*y [cm]	0,82
d*u [cm]	1,82

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T*(TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	919	712	1,291	0,92	1,01	2,49	0,52	1,101	1,04	1,130
SLD	517	75	6,893	0,36	0,82	2,43	0,48	2,263	1,08	2,994
SLO	517	45	11,489	0,27	0,82	2,43	0,48	3,030	1,24	4,589



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	28.741
3	0,07	59.415
4	0,10	90.128

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
5	0,13	124.048
6	0,17	156.572
7	0,20	188.254
8	0,23	219.151
9	0,27	249.539
10	0,30	279.109
11	0,33	315.006
12	0,37	348.749
13	0,40	381.210
14	0,44	412.518
15	0,47	442.291
16	0,50	471.579
17	0,54	499.985
18	0,59	473.762
19	0,62	515.048
20	0,65	540.796
21	0,69	550.187
22	0,72	586.566
23	0,75	591.343
24	0,78	623.373
25	0,81	630.396
26	0,85	660.431
27	0,87	663.701
28	0,91	691.842
29	0,94	717.945
30	0,97	703.576
31	1,00	729.151
32	1,03	731.712
33	1,06	756.337
34	1,08	743.543
35	1,12	766.133
36	1,14	754.693
37	1,17	756.195
38	1,20	759.065
39	1,23	766.752

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
40	1,25	766.644
41	1,28	774.710
42	1,31	773.898
43	1,34	780.955
44	1,36	780.717
45	1,39	786.323
46	1,41	783.508
47	1,44	758.366
48	1,47	774.598
49	1,49	784.307
50	1,52	782.825
51	1,55	789.155
52	1,58	768.683
53	1,61	770.543
54	1,64	772.422
55	1,67	752.185
56	1,70	763.265
57	1,72	757.112
58	1,75	759.150
59	1,78	758.168
60	1,79	720.481
61	1,81	724.615
62	1,85	737.240
63	1,86	719.801
64	1,90	737.804
65	1,90	690.729
66	1,93	709.105
67	1,95	693.829
68	1,98	711.770
69	1,99	696.566
70	2,03	713.919
71	2,04	700.320
72	2,08	702.756
73	2,11	679.216

Analisi Push-Over N. 6 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,04 [cm] <= Du 2,65 [cm]
 q* 1,74 <= 3 Du/Dmax = 1,30
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,55 [cm] <= Dd 2,00 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 2,00 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

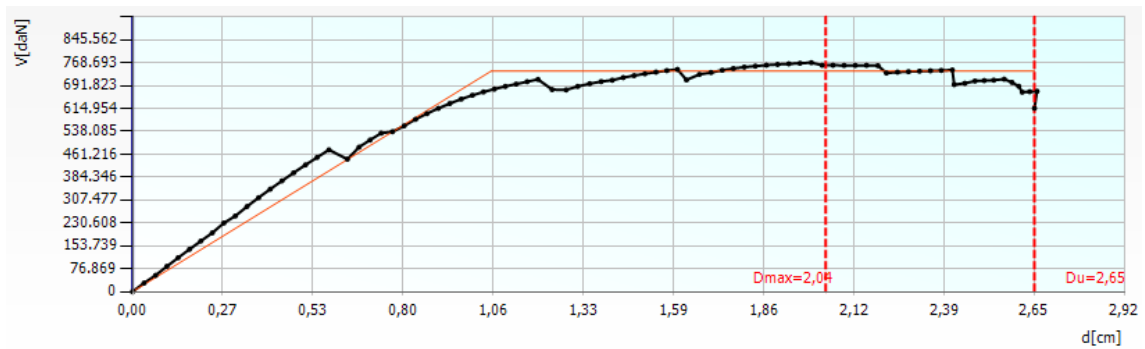
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1185	712	1,664	1,17	0,92	1,266
SLD	677	75	9,027	1,30	0,36	3,605
SLO	677	45	15,044	1,49	0,27	5,526

Parametri di Analisi

T* [s]	0,526
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	639584
d*y [cm]	0,91
d*u [cm]	2,29

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T*(TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1185	712	1,664	0,92	1,11	2,53	0,54	1,200	1,17	1,266
SLD	677	75	9,027	0,36	0,90	2,46	0,50	2,503	1,30	3,605
SLO	677	45	15,044	0,27	0,90	2,46	0,50	3,352	1,49	5,526



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	29.010
3	0,07	54.749

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,10	85.063
5	0,13	114.066
6	0,17	142.334
7	0,20	170.088
8	0,23	197.379
9	0,27	230.394
10	0,30	254.131
11	0,34	285.823
12	0,37	315.652
13	0,41	344.309
14	0,44	372.083
15	0,47	399.206
16	0,51	425.305
17	0,54	450.859
18	0,58	476.026
19	0,63	444.587
20	0,67	485.089
21	0,70	509.091
22	0,73	531.935
23	0,77	536.860
24	0,80	556.673
25	0,83	578.552
26	0,87	597.555
27	0,90	615.253
28	0,93	631.541
29	0,97	646.412
30	1,00	659.222
31	1,03	670.397
32	1,06	679.890
33	1,10	688.895
34	1,13	696.824
35	1,16	704.769
36	1,19	712.578
37	1,23	678.165
38	1,28	677.209

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,31	688.842
40	1,35	698.003
41	1,38	705.172
42	1,41	709.828
43	1,44	718.480
44	1,48	725.221
45	1,51	731.331
46	1,54	736.981
47	1,57	741.945
48	1,60	746.111
49	1,63	710.630
50	1,67	729.443
51	1,70	735.545
52	1,74	743.263
53	1,77	748.961
54	1,80	753.739
55	1,83	757.044
56	1,87	760.187
57	1,90	762.709
58	1,93	764.768
59	1,96	766.682
60	2,00	768.693
61	2,03	759.828
62	2,06	760.046
63	2,09	759.391
64	2,13	759.507
65	2,16	759.778
66	2,19	758.576
67	2,22	733.842
68	2,25	736.969
69	2,28	738.512
70	2,32	739.956
71	2,35	741.327
72	2,38	742.633
73	2,41	744.079

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
74	2,42	694.955
75	2,45	699.312
76	2,48	706.958
77	2,51	708.537
78	2,53	709.959
79	2,57	713.205
80	2,59	702.333
81	2,61	689.494
82	2,62	669.509
83	2,64	671.334
84	2,66	672.770
85	2,65	615.531

Analisi Push-Over N. 7 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,41 [cm] <= Du 1,88 [cm]
q* 1,62 <= 3 Du/Dmax = 1,33
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,43 [cm] <= Dd 1,37 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,29 [cm] <= Do 1,37 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

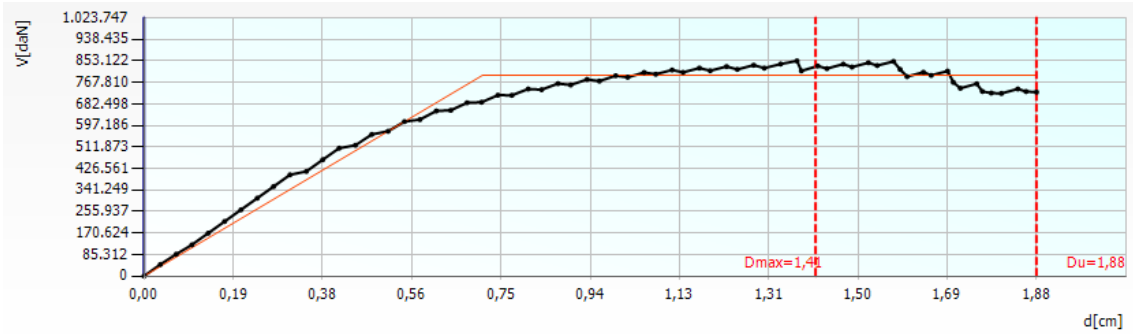
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1172	712	1,646	1,16	0,92	1,254
SLD	671	75	8,947	1,15	0,36	3,180
SLO	671	45	14,911	1,30	0,27	4,797

Parametri di Analisi

T* [s]	0,417
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	688162
d*y [cm]	0,62
d*u [cm]	1,62

Vulnerabilità Sismica

						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1172	712	1,646	0,92	1,10	2,53	0,53	1,197	1,16	1,254
SLD	671	75	8,947	0,36	0,90	2,46	0,50	2,495	1,15	3,180
SLO	671	45	14,911	0,27	0,90	2,46	0,50	3,341	1,30	4,797



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	46.250
3	0,07	86.709
4	0,10	124.041
5	0,14	170.291
6	0,17	216.541
7	0,20	262.791
8	0,24	309.041
9	0,27	355.292
10	0,31	401.542
11	0,34	415.027
12	0,38	461.277
13	0,41	506.954
14	0,44	518.597
15	0,48	561.547
16	0,51	574.157
17	0,55	612.364
18	0,58	620.458
19	0,61	654.597
20	0,65	657.207

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,68	687.265
22	0,71	689.329
23	0,74	717.214
24	0,77	716.636
25	0,81	741.652
26	0,84	738.861
27	0,87	763.127
28	0,90	757.610
29	0,93	779.557
30	0,96	772.971
31	0,99	794.464
32	1,02	788.080
33	1,05	807.140
34	1,08	800.129
35	1,11	817.023
36	1,13	807.617
37	1,17	824.650
38	1,19	813.989
39	1,23	830.749
40	1,25	819.299
41	1,28	836.061
42	1,30	824.458
43	1,34	840.597
44	1,37	853.122
45	1,38	813.484
46	1,42	832.879
47	1,44	822.613
48	1,47	840.277
49	1,49	828.752
50	1,52	845.738
51	1,54	834.602
52	1,58	850.938
53	1,59	819.098
54	1,60	790.708
55	1,64	808.123

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	1,66	795.761
57	1,69	812.728
58	1,70	768.177
59	1,72	744.495
60	1,75	762.400
61	1,76	731.793
62	1,78	725.682
63	1,80	724.037
64	1,84	741.887
65	1,85	731.609
66	1,88	729.156

Analisi Push-Over N. 8 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 0 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,57 [cm] ≤ Du 2,38 [cm]
q* 1,72 ≤ 3 Du/Dmax = 1,52
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,47 [cm] ≤ Dd 1,83 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,30 [cm] ≤ Do 1,83 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

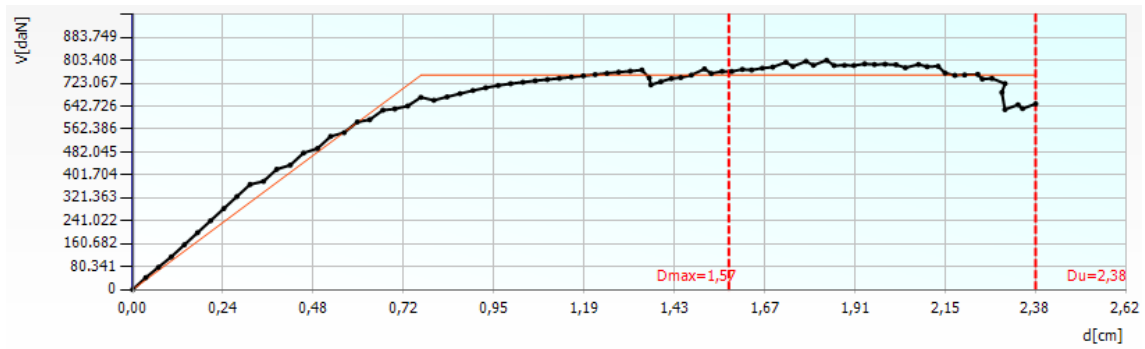
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1549	712	2,176	1,30	0,92	1,416
SLD	927	75	12,360	1,42	0,36	3,922
SLO	927	45	20,600	1,62	0,27	6,012

Parametri di Analisi

T* [s]	0,444
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	650001
d*y [cm]	0,66
d*u [cm]	2,06

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T*(TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1549	712	2,176	0,92	1,21	2,58	0,54	1,310	1,30	1,416
SLD	927	75	12,360	0,36	1,02	2,49	0,52	2,813	1,42	3,922
SLO	927	45	20,600	0,27	1,02	2,49	0,52	3,766	1,62	6,012



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	42.244
3	0,07	78.311
4	0,10	114.882
5	0,14	157.125
6	0,17	199.369
7	0,21	241.613
8	0,24	283.856
9	0,28	326.100
10	0,31	368.344
11	0,35	379.341
12	0,38	421.585
13	0,42	436.270
14	0,45	478.513
15	0,49	494.590
16	0,52	536.834
17	0,56	550.025
18	0,59	587.402
19	0,63	595.342
20	0,66	628.793
21	0,69	632.955
22	0,73	643.404
23	0,76	673.630
24	0,80	663.327
25	0,83	675.248
26	0,86	686.519

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,90	697.502
28	0,93	707.075
29	0,97	715.294
30	1,00	721.449
31	1,03	726.725
32	1,06	731.825
33	1,09	736.044
34	1,13	740.258
35	1,16	744.537
36	1,19	748.982
37	1,22	753.337
38	1,25	757.681
39	1,28	761.866
40	1,31	765.501
41	1,34	769.436
42	1,36	741.506
43	1,37	717.340
44	1,39	728.270
45	1,42	739.498
46	1,45	742.958
47	1,48	751.561
48	1,51	773.310
49	1,53	757.079
50	1,56	764.761
51	1,58	764.461
52	1,61	771.595
53	1,63	769.390
54	1,66	775.864
55	1,69	779.651
56	1,72	796.392
57	1,74	781.912
58	1,78	799.825
59	1,80	786.153
60	1,83	803.408
61	1,85	785.310

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	1,88	785.691
63	1,90	785.099
64	1,93	790.991
65	1,96	788.710
66	1,99	789.844
67	2,02	787.912
68	2,04	777.274
69	2,07	789.014
70	2,10	781.040
71	2,13	782.516
72	2,15	758.671
73	2,17	750.683
74	2,20	752.127
75	2,23	754.158
76	2,24	737.678
77	2,27	739.997
78	2,30	721.820
79	2,30	690.957
80	2,30	630.728
81	2,34	647.583
82	2,35	634.014
83	2,38	650.845

Analisi Push-Over N. 9 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,91 [cm] <= Du 4,88 [cm]
q* 1,25 <= 3 Du/Dmax = 2,55
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,55 [cm] <= Dd 3,30 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 3,30 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

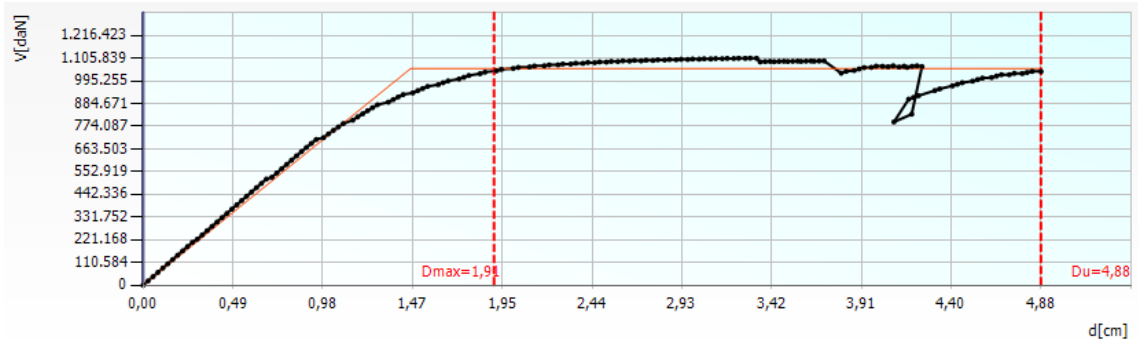
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	2,12	0,92	2,304
SLD	2117	75	28,227	2,18	0,36	6,029
SLO	2117	45	47,044	2,50	0,27	9,241

Parametri di Analisi

T* [s]	0,526
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	920264
d*y [cm]	1,27
d*u [cm]	4,26

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* _C (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,92	1,41	2,66	0,56	1,527	2,12	2,304
SLD	2117	75	28,227	0,36	1,34	2,63	0,56	3,700	2,18	6,029
SLO	2117	45	47,044	0,27	1,34	2,63	0,56	4,954	2,50	9,241



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	20.893

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,05	41.787
4	0,08	62.680
5	0,11	83.574
6	0,13	104.467
7	0,16	125.361
8	0,19	146.254
9	0,21	167.148
10	0,24	188.041
11	0,27	208.934
12	0,29	224.440
13	0,32	245.333
14	0,35	266.227
15	0,38	287.120
16	0,40	308.014
17	0,43	328.907
18	0,46	349.800
19	0,48	370.694
20	0,51	391.587
21	0,54	412.481
22	0,56	433.374
23	0,59	454.268
24	0,62	475.161
25	0,64	496.055
26	0,67	516.948
27	0,70	526.050
28	0,73	546.943
29	0,75	567.809
30	0,78	588.627
31	0,81	609.444
32	0,83	630.232
33	0,86	650.753
34	0,89	670.648
35	0,91	690.399
36	0,94	709.976
37	0,98	718.707

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,01	736.904
39	1,03	753.909
40	1,06	770.579
41	1,09	787.200
42	1,14	803.860
43	1,17	820.040
44	1,19	834.889
45	1,22	849.737
46	1,25	864.585
47	1,27	878.897
48	1,33	891.492
49	1,36	904.222
50	1,39	916.725
51	1,41	928.474
52	1,47	936.695
53	1,49	947.822
54	1,52	958.184
55	1,55	968.111
56	1,61	976.910
57	1,63	986.223
58	1,66	995.202
59	1,72	1.004.200
60	1,74	1.012.783
61	1,77	1.021.419
62	1,83	1.030.275
63	1,86	1.037.750
64	1,92	1.044.087
65	1,95	1.050.900
66	2,01	1.055.757
67	2,04	1.060.832
68	2,10	1.063.060
69	2,13	1.067.601
70	2,18	1.068.568
71	2,21	1.072.824
72	2,26	1.073.038

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	2,28	1.077.243
74	2,33	1.077.021
75	2,35	1.081.242
76	2,39	1.080.719
77	2,42	1.084.847
78	2,46	1.083.821
79	2,48	1.087.373
80	2,52	1.086.535
81	2,55	1.090.032
82	2,58	1.089.359
83	2,61	1.092.631
84	2,65	1.091.607
85	2,67	1.094.925
86	2,71	1.092.746
87	2,74	1.096.004
88	2,77	1.094.568
89	2,80	1.097.730
90	2,84	1.096.606
91	2,86	1.099.312
92	2,90	1.098.194
93	2,93	1.100.602
94	2,96	1.099.596
95	2,99	1.101.703
96	3,02	1.100.949
97	3,05	1.102.843
98	3,09	1.102.187
99	3,11	1.103.786
100	3,15	1.103.236
101	3,18	1.104.740
102	3,21	1.104.147
103	3,24	1.105.353
104	3,28	1.104.739
105	3,30	1.105.839
106	3,34	1.105.281
107	3,36	1.087.545

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
108	3,38	1.089.265
109	3,41	1.090.203
110	3,43	1.088.883
111	3,46	1.089.925
112	3,49	1.090.703
113	3,51	1.089.650
114	3,53	1.090.593
115	3,56	1.091.292
116	3,58	1.090.179
117	3,61	1.091.211
118	3,63	1.091.912
119	3,65	1.090.719
120	3,68	1.091.834
121	3,70	1.092.534
122	3,80	1.032.853
123	3,82	1.041.421
124	3,87	1.045.770
125	3,89	1.053.057
126	3,92	1.059.897
127	3,96	1.060.973
128	3,99	1.066.977
129	4,02	1.065.941
130	4,05	1.063.800
131	4,08	1.068.754
132	4,11	1.062.529
133	4,14	1.066.450
134	4,16	1.061.017
135	4,18	1.066.172
136	4,21	1.068.755
137	4,24	1.064.760
138	4,18	832.955
139	4,08	795.002
140	4,16	905.975
141	4,19	914.438
142	4,22	922.870

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
143	4,31	947.987
144	4,33	956.083
145	4,40	970.821
146	4,43	978.561
147	4,46	986.245
148	4,51	993.982
149	4,54	1.001.367
150	4,57	1.008.749
151	4,61	1.011.426
152	4,64	1.018.622
153	4,67	1.025.537
154	4,71	1.025.553
155	4,74	1.031.954
156	4,78	1.030.748
157	4,81	1.036.287
158	4,84	1.041.434
159	4,88	1.040.780

Analisi Push-Over N. 10 (dir. sisma +X, carico sismico prop. alle masse, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,91 [cm] <= Du 4,42 [cm]
 q* 1,28 <= 3 Du/Dmax = 2,31
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,55 [cm] <= Dd 2,70 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 2,70 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

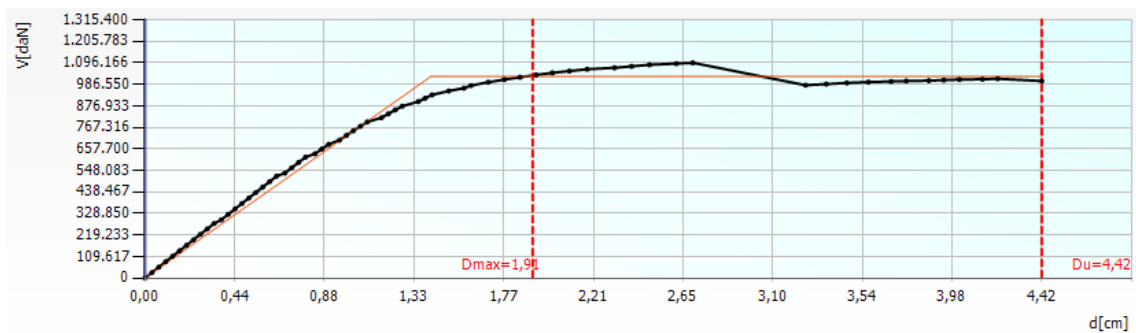
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,94	0,92	2,103
SLD	1395	75	18,600	1,79	0,36	4,943
SLO	1395	45	31,000	2,05	0,27	7,577

Parametri di Analisi

T* [s]	0,525
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	896441
d*y [cm]	1,23
d*u [cm]	3,86

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,92	1,41	2,66	0,56	1,527	1,94	2,103
SLD	1395	75	18,600	0,36	1,17	2,56	0,54	3,228	1,79	4,943
SLO	1395	45	31,000	0,27	1,17	2,56	0,54	4,322	2,05	7,577



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	27.792

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,07	55.584
4	0,10	83.375
5	0,14	111.167
6	0,17	138.959
7	0,20	166.751
8	0,24	194.542
9	0,27	222.334
10	0,31	250.126
11	0,34	277.918
12	0,38	296.843
13	0,41	324.634
14	0,44	352.426
15	0,48	380.218
16	0,51	408.010
17	0,55	435.801
18	0,58	463.593
19	0,62	491.385
20	0,65	519.177
21	0,69	534.365
22	0,72	561.784
23	0,76	589.053
24	0,79	615.959
25	0,84	632.978
26	0,87	657.225
27	0,91	681.373
28	0,96	702.312
29	0,99	726.460
30	1,03	750.152
31	1,06	772.572
32	1,10	794.823
33	1,17	816.520
34	1,20	836.475
35	1,23	856.019
36	1,27	875.017
37	1,35	898.613

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	1,38	915.659
39	1,42	932.682
40	1,50	952.524
41	1,57	967.111
42	1,61	980.316
43	1,69	997.357
44	1,77	1.010.642
45	1,85	1.022.768
46	1,93	1.034.363
47	2,01	1.044.953
48	2,09	1.054.055
49	2,18	1.063.328
50	2,32	1.070.580
51	2,40	1.078.093
52	2,49	1.085.943
53	2,62	1.091.859
54	2,70	1.096.166
55	3,26	982.062
56	3,36	987.692
57	3,46	993.414
58	3,57	997.998
59	3,68	1.000.787
60	3,76	1.003.492
61	3,87	1.005.382
62	3,94	1.008.018
63	4,02	1.010.894
64	4,13	1.012.496
65	4,21	1.014.968
66	4,42	1.003.372

Analisi Push-Over N. 11 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,09 [cm] <= Du 2,56 [cm]
q* 1,43 <= 3 Du/Dmax = 1,22
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 2,12 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 2,10 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

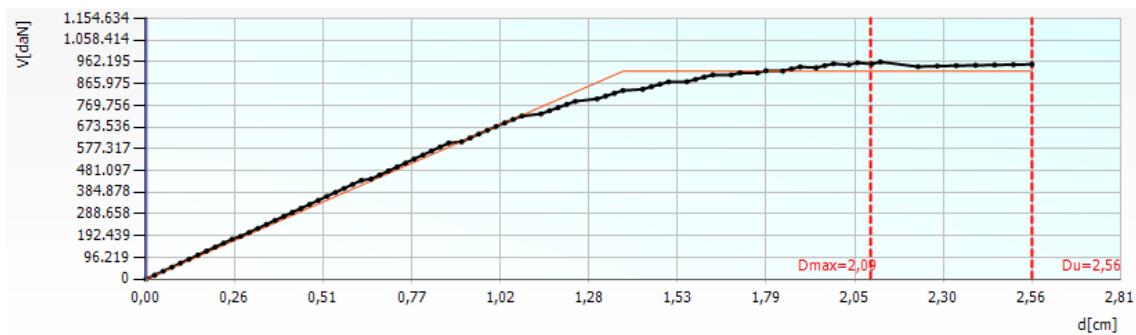
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1052	712	1,478	1,10	0,92	1,196
SLD	727	75	9,693	1,34	0,36	3,717
SLO	713	45	15,844	1,52	0,27	5,631

Parametri di Analisi

T* [s]	0,547
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	803298
d*y [cm]	1,2
d*u [cm]	2,23

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1052	712	1,478	0,92	1,06	2,51	0,53	1,154	1,10	1,196
SLD	727	75	9,693	0,36	0,93	2,46	0,50	2,569	1,34	3,717
SLO	713	45	15,844	0,27	0,92	2,46	0,50	3,417	1,52	5,631



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,02	17.707

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,05	35.414
4	0,07	53.121
5	0,10	70.827
6	0,12	88.534
7	0,15	106.241
8	0,17	123.948
9	0,20	141.655
10	0,22	159.362
11	0,25	177.069
12	0,27	189.447
13	0,30	207.154
14	0,32	224.861
15	0,35	242.568
16	0,37	260.274
17	0,40	277.981
18	0,42	295.688
19	0,45	313.395
20	0,47	331.102
21	0,50	348.809
22	0,52	366.516
23	0,55	384.222
24	0,57	401.929
25	0,60	419.636
26	0,62	437.343
27	0,65	443.627
28	0,67	461.334
29	0,70	479.040
30	0,72	496.747
31	0,75	514.454
32	0,77	532.156
33	0,80	549.795
34	0,82	567.433
35	0,85	585.070
36	0,87	602.707
37	0,91	608.108

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	0,94	625.430
39	0,96	642.547
40	0,99	659.259
41	1,01	675.820
42	1,04	692.045
43	1,06	707.638
44	1,09	722.697
45	1,14	731.801
46	1,16	745.845
47	1,19	759.883
48	1,21	773.860
49	1,24	787.761
50	1,30	798.222
51	1,33	810.653
52	1,35	823.079
53	1,38	835.504
54	1,43	840.890
55	1,46	852.235
56	1,48	863.200
57	1,51	873.835
58	1,56	874.313
59	1,59	884.925
60	1,61	894.925
61	1,64	904.761
62	1,69	904.500
63	1,71	914.151
64	1,76	913.411
65	1,79	922.858
66	1,84	921.758
67	1,86	931.134
68	1,89	940.058
69	1,93	936.231
70	1,96	945.523
71	1,98	954.126
72	2,03	949.231

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	2,05	958.460
74	2,10	952.801
75	2,12	962.195
76	2,23	940.815
77	2,28	943.821
78	2,34	945.567
79	2,40	947.174
80	2,45	948.710
81	2,50	950.053
82	2,56	951.253

Analisi Push-Over N. 12 (dir. sisma +X, carico sismico prop. al 1° modo, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,11 [cm] <= Du 2,36 [cm]
q* 1,44 <= 3 Du/Dmax = 1,12
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 2,36 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 2,36 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

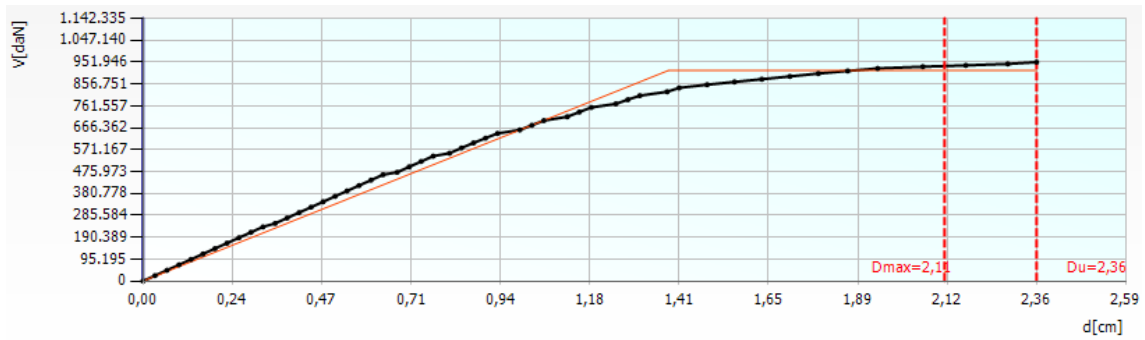
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	867	712	1,218	1,01	0,92	1,102
SLD	867	75	11,560	1,49	0,36	4,108
SLO	867	45	19,267	1,70	0,27	6,297

Parametri di Analisi

T* [s]	0,551
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	798719
d*y [cm]	1,21
d*u [cm]	2,06

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	867	712	1,218	0,92	0,99	2,49	0,52	1,077	1,01	1,102
SLD	867	75	11,560	0,36	0,99	2,49	0,52	2,744	1,49	4,108
SLO	867	45	19,267	0,27	0,99	2,49	0,52	3,673	1,70	6,297



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	23.550
3	0,06	47.099
4	0,09	70.649
5	0,13	94.198
6	0,16	117.748
7	0,19	141.298
8	0,22	164.847
9	0,25	188.397
10	0,28	211.946
11	0,32	235.496
12	0,35	250.555
13	0,38	274.105
14	0,41	297.654
15	0,44	321.204
16	0,48	344.754
17	0,51	368.303
18	0,54	391.853
19	0,57	415.402
20	0,60	438.952
21	0,63	462.502
22	0,67	472.994
23	0,70	496.543
24	0,73	519.881
25	0,77	543.099
26	0,81	555.882

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,84	578.782
28	0,87	600.549
29	0,90	621.321
30	0,94	641.811
31	0,99	657.174
32	1,03	677.500
33	1,06	697.775
34	1,12	714.546
35	1,15	734.836
36	1,18	754.894
37	1,25	770.484
38	1,28	788.711
39	1,31	806.164
40	1,38	823.111
41	1,41	839.944
42	1,49	853.723
43	1,56	865.995
44	1,63	877.614
45	1,71	889.864
46	1,78	902.150
47	1,86	913.514
48	1,94	924.451
49	2,06	932.027
50	2,17	937.819
51	2,28	944.227
52	2,36	951.946

Analisi Push-Over N. 13 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,98 [cm] <= Du 4,64 [cm]
q* 1,25 <= 3 Du/Dmax = 2,34
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,56 [cm] <= Dd 2,22 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 46 e 47 al livello 1

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 1,38 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

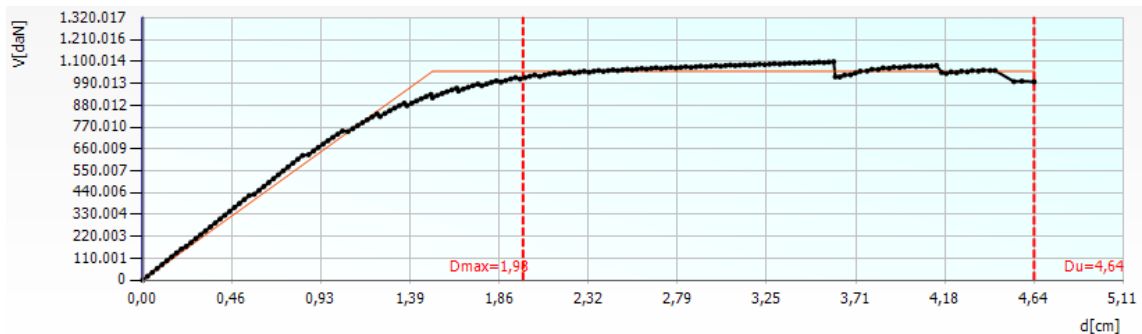
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,97	0,92	2,143
SLD	877	75	11,693	1,44	0,36	3,975
SLO	323	45	7,178	1,02	0,27	3,771

Parametri di Analisi

T* [s]	0,537
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	916985
d*y [cm]	1,32
d*u [cm]	4,05

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,92	1,41	2,66	0,56	1,527	1,97	2,143
SLD	877	75	11,693	0,36	1,00	2,49	0,52	2,756	1,44	3,975
SLO	323	45	7,178	0,27	0,68	2,43	0,42	2,507	1,02	3,771



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	19.640

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,05	39.281
4	0,08	58.921
5	0,10	78.562
6	0,13	98.202
7	0,15	117.843
8	0,18	137.483
9	0,20	157.124
10	0,23	170.041
11	0,25	189.681
12	0,28	209.322
13	0,30	228.962
14	0,33	248.603
15	0,35	268.243
16	0,38	287.884
17	0,40	307.524
18	0,43	327.165
19	0,45	346.805
20	0,48	366.446
21	0,50	386.086
22	0,53	405.726
23	0,55	425.367
24	0,58	432.424
25	0,61	452.064
26	0,63	471.705
27	0,66	491.345
28	0,68	510.986
29	0,71	530.626
30	0,73	550.267
31	0,76	569.907
32	0,78	589.217
33	0,81	608.387
34	0,83	627.419
35	0,86	632.003
36	0,89	650.316
37	0,91	668.099

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	0,94	685.149
39	0,97	702.198
40	0,99	718.976
41	1,02	734.893
42	1,04	750.762
43	1,07	747.849
44	1,09	762.841
45	1,12	777.828
46	1,14	792.641
47	1,17	807.410
48	1,20	822.178
49	1,22	836.945
50	1,24	823.802
51	1,26	838.920
52	1,29	853.042
53	1,31	866.112
54	1,34	878.724
55	1,36	891.115
56	1,38	878.117
57	1,40	890.725
58	1,43	902.142
59	1,45	913.320
60	1,48	924.336
61	1,50	935.020
62	1,51	917.778
63	1,53	929.921
64	1,56	939.633
65	1,58	948.753
66	1,61	957.700
67	1,64	966.497
68	1,64	951.920
69	1,67	962.283
70	1,70	970.948
71	1,72	979.334
72	1,75	987.507

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	1,77	978.673
74	1,79	987.544
75	1,82	995.586
76	1,84	1.003.530
77	1,87	997.036
78	1,89	1.005.088
79	1,92	1.012.726
80	1,94	1.019.868
81	1,97	1.012.341
82	1,99	1.019.661
83	2,02	1.026.304
84	2,04	1.032.905
85	2,07	1.025.724
86	2,09	1.032.692
87	2,12	1.038.613
88	2,14	1.043.972
89	2,17	1.037.653
90	2,20	1.043.399
91	2,22	1.048.151
92	2,25	1.042.043
93	2,27	1.047.535
94	2,30	1.051.907
95	2,32	1.046.370
96	2,35	1.051.546
97	2,37	1.055.391
98	2,40	1.050.579
99	2,42	1.054.970
100	2,45	1.058.762
101	2,47	1.054.461
102	2,50	1.058.546
103	2,52	1.062.222
104	2,55	1.058.415
105	2,57	1.062.335
106	2,60	1.065.837
107	2,62	1.062.413

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
108	2,65	1.065.946
109	2,67	1.069.302
110	2,70	1.064.653
111	2,73	1.068.160
112	2,75	1.071.404
113	2,78	1.067.771
114	2,80	1.071.050
115	2,83	1.074.129
116	2,86	1.070.970
117	2,88	1.074.110
118	2,91	1.077.188
119	2,93	1.074.436
120	2,96	1.077.544
121	2,99	1.080.530
122	3,01	1.077.122
123	3,04	1.080.063
124	3,06	1.082.754
125	3,09	1.079.784
126	3,11	1.082.386
127	3,14	1.084.772
128	3,16	1.082.204
129	3,19	1.084.674
130	3,21	1.087.101
131	3,24	1.084.861
132	3,27	1.087.337
133	3,29	1.089.797
134	3,32	1.087.541
135	3,34	1.090.010
136	3,37	1.092.469
137	3,40	1.090.107
138	3,42	1.092.578
139	3,45	1.095.024
140	3,47	1.092.725
141	3,50	1.095.164
142	3,52	1.097.610

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
143	3,55	1.095.172
144	3,57	1.097.595
145	3,60	1.100.014
146	3,61	1.023.642
147	3,63	1.022.807
148	3,66	1.032.368
149	3,69	1.033.566
150	3,71	1.042.656
151	3,74	1.051.647
152	3,77	1.052.507
153	3,80	1.061.483
154	3,83	1.060.607
155	3,86	1.068.294
156	3,89	1.066.199
157	3,91	1.072.690
158	3,94	1.070.083
159	3,97	1.073.756
160	3,99	1.077.011
161	4,03	1.074.546
162	4,05	1.077.544
163	4,08	1.074.872
164	4,11	1.077.768
165	4,13	1.080.484
166	4,16	1.045.568
167	4,19	1.040.105
168	4,21	1.048.079
169	4,24	1.044.347
170	4,26	1.051.812
171	4,30	1.048.535
172	4,32	1.055.133
173	4,35	1.052.362
174	4,38	1.057.078
175	4,41	1.054.995
176	4,44	1.055.128
177	4,54	999.280

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
178	4,58	1.001.731
179	4,64	998.440

Analisi Push-Over N. 14 (dir. sisma -X, carico sismico prop. alle masse, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,98 [cm] <= Du 2,80 [cm]
q* 1,26 <= 3 Du/Dmax = 1,41
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,56 [cm] <= Dd 2,80 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,36 [cm] <= Do 2,16 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

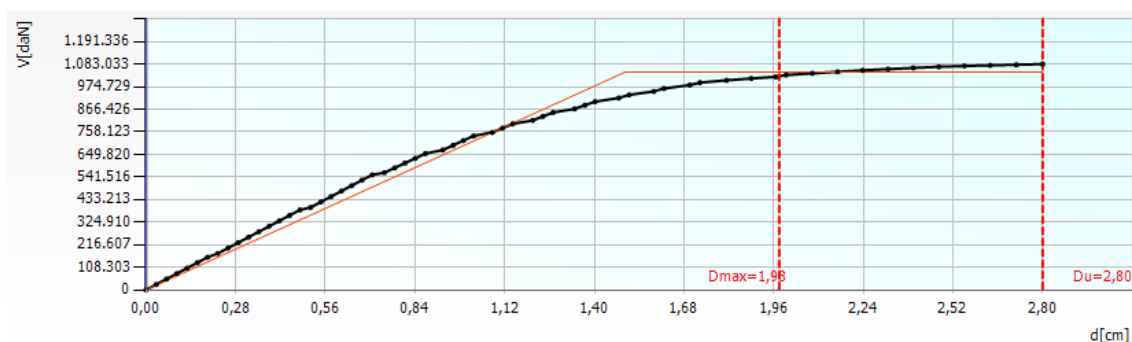
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1421	712	1,996	1,25	0,92	1,354
SLD	1421	75	18,947	1,81	0,36	5,017
SLO	833	45	18,511	1,60	0,27	5,931

Parametri di Analisi

T* [s]	0,536
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	911355
d*y [cm]	1,31
d*u [cm]	2,44

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1421	712	1,996	0,92	1,17	2,56	0,54	1,273	1,25	1,354
SLD	1421	75	18,947	0,36	1,17	2,56	0,54	3,244	1,81	5,017
SLO	833	45	18,511	0,27	0,98	2,48	0,52	3,619	1,60	5,931



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	26.125
3	0,06	52.250
4	0,10	78.375
5	0,13	104.501
6	0,16	130.626
7	0,19	156.751
8	0,22	174.753
9	0,26	200.878
10	0,29	227.003
11	0,32	253.128
12	0,35	279.253
13	0,38	305.378
14	0,42	331.503
15	0,45	357.628
16	0,48	383.754
17	0,51	395.568
18	0,55	421.694
19	0,58	447.819
20	0,61	473.944
21	0,64	500.069
22	0,67	526.194
23	0,71	551.787
24	0,74	562.201
25	0,78	585.141
26	0,81	608.082
27	0,84	630.990
28	0,87	653.820
29	0,93	670.955
30	0,96	693.644
31	0,99	716.332
32	1,02	738.657
33	1,08	755.255
34	1,11	775.977
35	1,15	796.634

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
36	1,21	813.001
37	1,24	832.134
38	1,27	850.911
39	1,34	868.305
40	1,37	885.758
41	1,40	902.873
42	1,48	920.758
43	1,51	935.366
44	1,59	952.002
45	1,62	965.943
46	1,70	982.605
47	1,73	994.180
48	1,81	1.005.254
49	1,89	1.013.944
50	1,97	1.021.757
51	2,00	1.030.440
52	2,08	1.038.760
53	2,16	1.046.052
54	2,24	1.052.996
55	2,32	1.059.052
56	2,40	1.064.859
57	2,48	1.069.844
58	2,56	1.073.969
59	2,64	1.076.959
60	2,72	1.079.953
61	2,80	1.083.033

Analisi Push-Over N. 15 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = 281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,12 [cm] <= Du 2,69 [cm]
 q* 1,50 <= 3 Du/Dmax = 1,27
 La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 1,38 [cm]
 La verifica è soddisfatta
 Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 8 e 9 al livello 2

Verifica SLO

Dmax 0,37 [cm] <= Do 1,02 [cm]
 La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

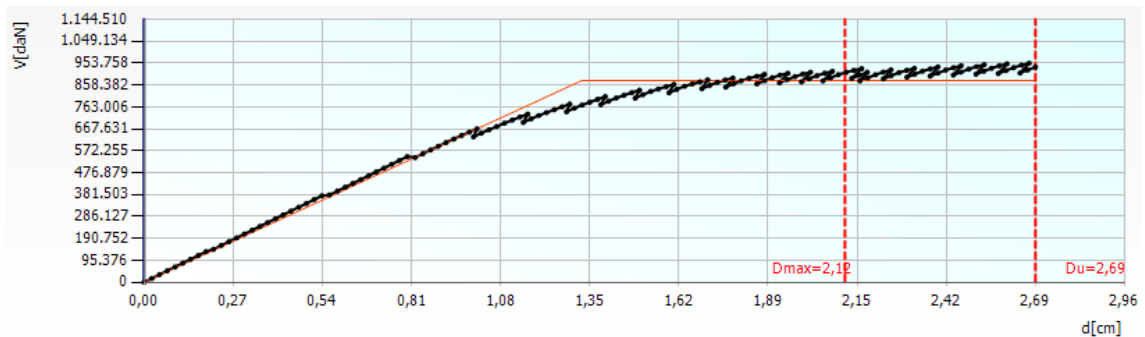
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1143	712	1,605	1,14	0,92	1,242
SLD	289	75	3,853	0,87	0,36	2,411
SLO	161	45	3,578	0,74	0,27	2,728

Parametri di Analisi

T* [s]	0,549
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	765909
d*y [cm]	1,15
d*u [cm]	2,35

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1143	712	1,605	0,92	1,09	2,53	0,53	1,186	1,14	1,242
SLD	289	75	3,853	0,36	0,65	2,43	0,41	1,791	0,87	2,411
SLO	161	45	3,578	0,27	0,51	2,40	0,35	1,897	0,74	2,728



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,02	16.645

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
3	0,05	33.290
4	0,07	49.935
5	0,09	66.580
6	0,12	83.225
7	0,14	99.870
8	0,16	116.515
9	0,19	133.160
10	0,21	143.411
11	0,23	160.056
12	0,26	176.701
13	0,28	193.346
14	0,30	209.991
15	0,33	226.636
16	0,35	243.281
17	0,37	259.926
18	0,40	276.571
19	0,42	293.216
20	0,44	309.861
21	0,47	326.506
22	0,49	343.151
23	0,51	359.796
24	0,54	376.441
25	0,56	380.375
26	0,58	397.020
27	0,61	413.665
28	0,63	430.310
29	0,65	446.955
30	0,68	463.600
31	0,70	480.245
32	0,72	496.890
33	0,75	513.535
34	0,77	530.180
35	0,80	546.827
36	0,82	542.602
37	0,84	559.253

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
38	0,87	575.885
39	0,89	592.054
40	0,91	607.951
41	0,94	623.507
42	0,96	638.824
43	0,98	653.550
44	1,01	667.915
45	1,00	632.803
46	1,02	649.062
47	1,04	663.686
48	1,07	678.039
49	1,09	692.391
50	1,11	705.883
51	1,14	719.230
52	1,16	732.298
53	1,15	695.320
54	1,17	711.199
55	1,19	725.792
56	1,22	738.538
57	1,24	751.109
58	1,26	763.587
59	1,29	775.982
60	1,28	742.022
61	1,30	757.690
62	1,32	771.336
63	1,35	783.755
64	1,37	796.103
65	1,39	808.423
66	1,38	772.630
67	1,40	788.232
68	1,43	802.175
69	1,45	813.995
70	1,47	825.576
71	1,50	836.077
72	1,48	801.082

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
73	1,51	816.437
74	1,53	830.421
75	1,55	840.933
76	1,58	851.347
77	1,60	861.300
78	1,59	824.556
79	1,61	839.619
80	1,63	853.277
81	1,66	863.157
82	1,68	872.293
83	1,70	881.154
84	1,69	842.536
85	1,71	857.264
86	1,73	870.033
87	1,76	880.272
88	1,78	888.981
89	1,76	849.244
90	1,78	863.833
91	1,80	876.856
92	1,83	887.616
93	1,85	896.457
94	1,87	905.084
95	1,85	863.354
96	1,87	877.687
97	1,90	890.507
98	1,92	901.431
99	1,95	909.817
100	1,92	868.205
101	1,94	882.407
102	1,97	895.305
103	1,99	906.032
104	2,01	914.244
105	1,99	872.037
106	2,01	886.107
107	2,03	899.210

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
108	2,06	910.035
109	2,08	918.109
110	2,05	876.538
111	2,07	890.241
112	2,10	903.510
113	2,12	914.337
114	2,14	922.449
115	2,17	929.946
116	2,14	887.578
117	2,16	901.078
118	2,19	914.152
119	2,16	876.489
120	2,19	890.022
121	2,21	903.155
122	2,23	914.769
123	2,26	924.737
124	2,23	886.052
125	2,26	899.483
126	2,28	912.467
127	2,30	922.541
128	2,33	931.387
129	2,30	892.494
130	2,33	905.819
131	2,35	918.608
132	2,38	928.695
133	2,40	937.391
134	2,38	897.652
135	2,40	910.891
136	2,42	923.697
137	2,45	934.014
138	2,47	942.660
139	2,45	901.894
140	2,47	915.054
141	2,49	927.921
142	2,52	938.602

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
143	2,54	947.251
144	2,51	905.665
145	2,54	918.751
146	2,56	931.559
147	2,58	942.387
148	2,61	950.773
149	2,58	908.457
150	2,60	921.480
151	2,63	934.242
152	2,65	945.362
153	2,67	953.758
154	2,65	910.877
155	2,67	923.839
156	2,69	936.548

Analisi Push-Over N. 16 (dir. sisma -X, carico sismico prop. al 1° modo, e = -281,3 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 2,14 [cm] <= Du 2,18 [cm]
q* 1,54 <= 3 Du/Dmax = 1,02
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,57 [cm] <= Dd 2,18 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,38 [cm] <= Do 1,52 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

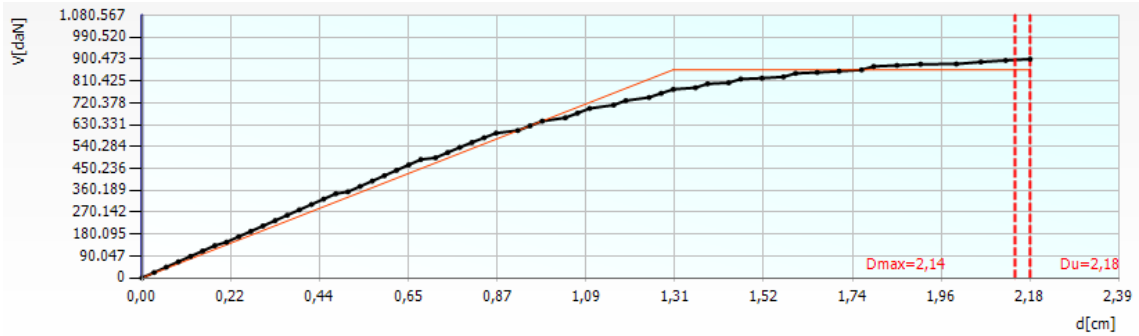
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	731	712	1,027	0,94	0,92	1,015
SLD	731	75	9,747	1,37	0,36	3,784
SLO	354	45	7,867	1,09	0,27	4,051

Parametri di Analisi

T* [s]	0,552
m* [kg]	5074854,105
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	65,438
Γ	1,15
F*y [daN]	747485
d*y [cm]	1,14
d*u [cm]	1,9

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA (TR) _C [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	731	712	1,027	0,92	0,93	2,47	0,51	1,011	0,94	1,015
SLD	731	75	9,747	0,36	0,93	2,47	0,51	2,577	1,37	3,784
SLO	354	45	7,867	0,27	0,70	2,42	0,43	2,600	1,09	4,051



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	22.137
3	0,06	44.275
4	0,09	66.412
5	0,12	88.549
6	0,15	110.687
7	0,18	132.824
8	0,21	147.296
9	0,24	169.434
10	0,27	191.571
11	0,30	213.708
12	0,33	235.846
13	0,36	257.983
14	0,39	280.120
15	0,42	302.258
16	0,45	324.395
17	0,47	346.533
18	0,50	354.352
19	0,53	376.489
20	0,56	398.627

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,59	420.764
22	0,62	442.901
23	0,65	465.039
24	0,68	487.176
25	0,72	494.212
26	0,75	515.905
27	0,78	537.008
28	0,81	557.302
29	0,84	576.604
30	0,87	595.906
31	0,92	606.527
32	0,95	625.829
33	0,98	645.047
34	1,04	658.996
35	1,07	678.137
36	1,10	697.272
37	1,16	711.174
38	1,19	729.404
39	1,24	742.619
40	1,27	759.596
41	1,30	775.991
42	1,36	782.510
43	1,39	798.819
44	1,44	802.984
45	1,47	818.438
46	1,52	821.915
47	1,57	827.153
48	1,60	841.761
49	1,65	845.600
50	1,71	850.431
51	1,76	856.017
52	1,79	870.254
53	1,85	874.645
54	1,91	879.436
55	2,00	880.393

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	2,06	888.583
57	2,12	894.787
58	2,18	900.473

Analisi Push-Over N. 17 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,86 [cm] <= Du 1,91 [cm]
q* 1,91 <= 3 Du/Dmax = 1,03
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,52 [cm] <= Dd 1,35 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,34 [cm] <= Do 1,35 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

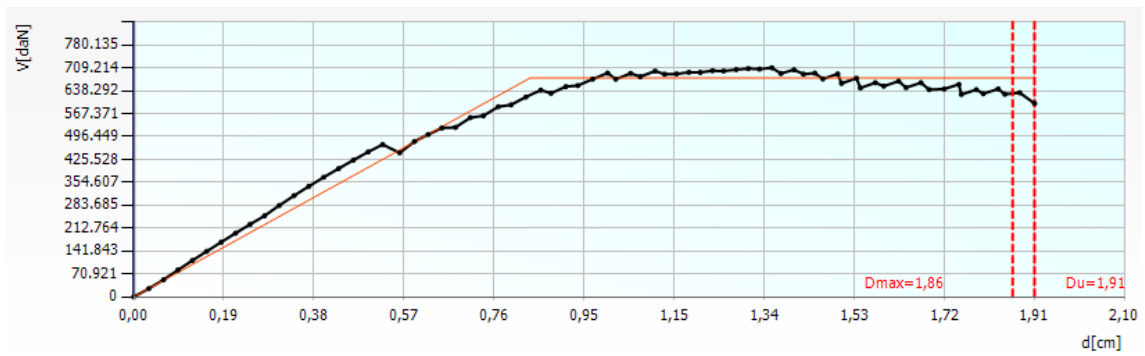
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	731	712	1,027	0,94	0,92	1,022
SLD	390	75	5,200	0,95	0,36	2,617
SLO	390	45	8,667	1,08	0,27	4,011

Parametri di Analisi

T* [s]	0,491
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	585419
d*y [cm]	0,73
d*u [cm]	1,65

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* _C (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	731	712	1,027	0,92	0,93	2,47	0,51	1,011	0,94	1,022
SLD	390	75	5,200	0,36	0,73	2,42	0,45	2,023	0,95	2,617
SLO	390	45	8,667	0,27	0,73	2,42	0,45	2,709	1,08	4,011



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	25.704
3	0,06	53.094
4	0,09	83.517
5	0,12	112.590
6	0,15	140.890
7	0,19	169.311
8	0,22	197.201
9	0,25	224.472
10	0,28	250.994
11	0,31	283.091
12	0,34	313.417
13	0,37	342.380
14	0,40	370.329
15	0,43	397.039
16	0,47	423.349
17	0,50	448.773
18	0,53	471.656
19	0,56	445.990
20	0,59	481.169
21	0,62	502.815
22	0,65	522.996
23	0,68	524.866
24	0,71	554.847
25	0,74	560.733
26	0,77	588.694

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,80	594.650
28	0,83	618.892
29	0,86	640.142
30	0,88	630.483
31	0,92	651.098
32	0,94	654.363
33	0,97	674.353
34	1,00	692.998
35	1,02	674.105
36	1,05	691.915
37	1,07	681.868
38	1,10	699.136
39	1,12	689.393
40	1,15	690.353
41	1,18	695.207
42	1,20	695.019
43	1,23	700.114
44	1,25	699.222
45	1,28	703.747
46	1,30	706.815
47	1,33	705.142
48	1,35	709.214
49	1,37	691.553
50	1,40	703.102
51	1,42	689.709
52	1,44	692.796
53	1,46	674.760
54	1,49	690.375
55	1,50	660.933
56	1,53	676.917
57	1,54	646.863
58	1,57	662.953
59	1,59	652.529
60	1,62	667.758
61	1,64	647.954

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	1,67	662.961
63	1,69	641.811
64	1,72	643.700
65	1,75	657.990
66	1,75	626.670
67	1,78	641.622
68	1,80	629.149
69	1,83	643.906
70	1,85	627.406
71	1,88	632.097
72	1,91	598.858

Analisi Push-Over N. 18 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. alle masse, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,75 [cm] <= Du 2,35 [cm]
q* 1,57 <= 3 Du/Dmax = 1,34
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,51 [cm] <= Dd 1,88 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,33 [cm] <= Do 1,88 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

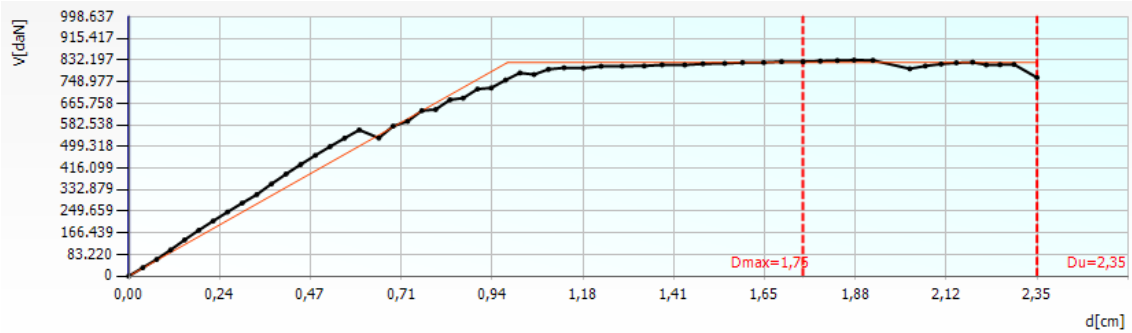
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1231	712	1,729	1,19	0,92	1,287
SLD	807	75	10,760	1,34	0,36	3,707
SLO	807	45	17,933	1,53	0,27	5,683

Parametri di Analisi

T* [s]	0,481
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	711033
d*y [cm]	0,85
d*u [cm]	2,03

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T [*] (TR) _C	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	1231	712	1,729	0,92	1,12	2,54	0,54	1,216	1,19	1,287
SLD	807	75	10,760	0,36	0,97	2,48	0,51	2,670	1,34	3,707
SLO	807	45	17,933	0,27	0,97	2,48	0,51	3,575	1,53	5,683



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	32.600
3	0,07	64.489
4	0,11	100.753
5	0,14	139.715
6	0,18	176.602
7	0,22	212.263
8	0,26	247.058
9	0,29	281.272
10	0,33	314.310
11	0,37	354.889
12	0,41	393.139
13	0,45	429.808
14	0,48	465.215
15	0,52	498.806
16	0,56	531.717
17	0,60	563.172
18	0,65	531.992
19	0,68	577.862
20	0,72	596.096

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,76	637.667
22	0,79	641.722
23	0,83	679.265
24	0,87	685.757
25	0,90	720.626
26	0,94	725.023
27	0,98	755.262
28	1,01	782.725
29	1,05	776.616
30	1,09	796.660
31	1,13	802.444
32	1,18	801.356
33	1,22	808.455
34	1,28	808.843
35	1,33	809.656
36	1,38	813.720
37	1,44	813.378
38	1,49	817.819
39	1,54	819.457
40	1,59	822.866
41	1,64	823.119
42	1,69	826.291
43	1,75	826.046
44	1,79	828.494
45	1,83	830.571
46	1,88	832.197
47	1,93	831.337
48	2,02	798.722
49	2,06	809.464
50	2,10	816.990
51	2,14	821.795
52	2,18	824.045
53	2,22	813.591
54	2,26	814.471
55	2,29	815.372

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	2,35	764.962

Analisi Push-Over N. 19 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,92 [cm] <= Du 2,26 [cm]
q* 1,99 <= 3 Du/Dmax = 1,18
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,53 [cm] <= Dd 1,71 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,34 [cm] <= Do 1,71 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

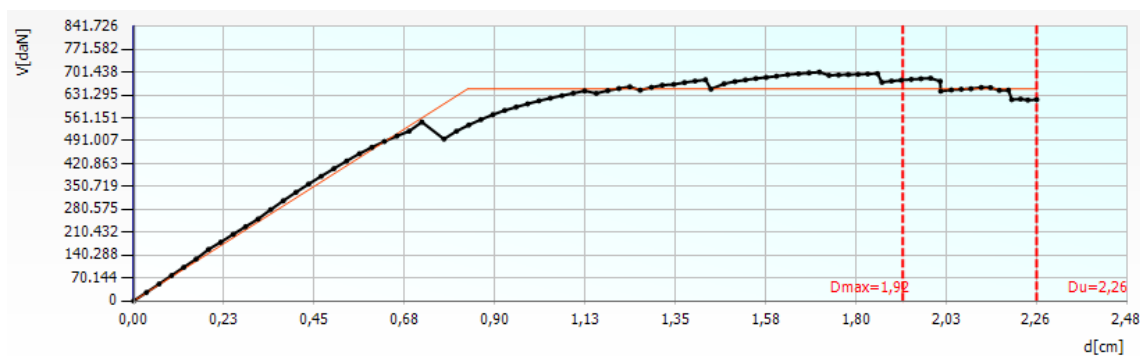
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	941	712	1,322	1,06	0,92	1,153
SLD	565	75	7,533	1,18	0,36	3,258
SLO	565	45	12,556	1,35	0,27	4,994

Parametri di Analisi

T* [s]	0,499
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	561914
d*y [cm]	0,72
d*u [cm]	1,95

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	941	712	1,322	0,92	1,02	2,50	0,52	1,110	1,06	1,153
SLD	565	75	7,533	0,36	0,84	2,44	0,49	2,336	1,18	3,258
SLO	565	45	12,556	0,27	0,84	2,44	0,49	3,128	1,35	4,994



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	25.929
3	0,06	52.042
4	0,09	77.762
5	0,13	103.126
6	0,16	128.113
7	0,19	157.859
8	0,22	180.086
9	0,25	204.135
10	0,28	227.748
11	0,31	251.022
12	0,34	279.859
13	0,37	306.938
14	0,41	332.890
15	0,44	358.076
16	0,47	382.131
17	0,50	405.692
18	0,53	428.906
19	0,56	451.238
20	0,59	470.938
21	0,63	489.029
22	0,66	505.381
23	0,69	520.323
24	0,72	548.397
25	0,77	496.255
26	0,81	520.173
27	0,84	539.350
28	0,87	555.954
29	0,90	571.130
30	0,93	583.997
31	0,96	594.314
32	0,98	604.141
33	1,01	613.496
34	1,04	621.675
35	1,07	629.266

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
36	1,10	636.706
37	1,13	644.083
38	1,16	636.332
39	1,18	644.814
40	1,21	651.213
41	1,24	656.440
42	1,26	646.109
43	1,29	654.827
44	1,32	661.298
45	1,35	663.907
46	1,38	669.442
47	1,40	674.186
48	1,43	678.157
49	1,44	649.239
50	1,47	665.686
51	1,50	672.468
52	1,53	677.676
53	1,55	681.891
54	1,58	685.317
55	1,61	688.885
56	1,63	693.453
57	1,66	696.431
58	1,69	699.160
59	1,71	701.438
60	1,74	691.683
61	1,76	692.624
62	1,78	693.943
63	1,81	694.672
64	1,83	695.806
65	1,86	697.046
66	1,87	670.195
67	1,89	674.158
68	1,92	676.818
69	1,94	679.180
70	1,97	681.094

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
71	1,99	682.924
72	2,01	673.447
73	2,02	643.097
74	2,04	646.810
75	2,07	648.945
76	2,09	650.496
77	2,12	654.386
78	2,14	653.901
79	2,16	645.481
80	2,18	646.240
81	2,19	617.157
82	2,21	618.987
83	2,23	615.707
84	2,26	617.190

Analisi Push-Over N. 20 (dir. sisma +Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,81 [cm] <= Du 2,90 [cm]
q* 1,78 <= 3 Du/Dmax = 1,60
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,51 [cm] <= Dd 2,16 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,33 [cm] <= Do 2,16 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

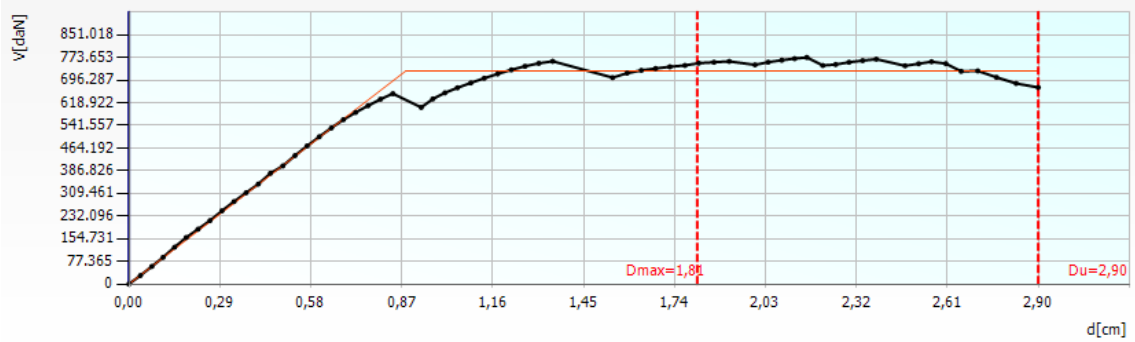
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1786	712	2,508	1,39	0,92	1,510
SLD	967	75	12,893	1,53	0,36	4,228
SLO	967	45	21,489	1,75	0,27	6,480

Parametri di Analisi

T* [s]	0,486
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	628409
d*y [cm]	0,76
d*u [cm]	2,5

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1786	712	2,508	0,92	1,26	2,60	0,55	1,372	1,39	1,510
SLD	967	75	12,893	0,36	1,03	2,50	0,53	2,862	1,53	4,228
SLO	967	45	21,489	0,27	1,03	2,50	0,53	3,831	1,75	6,480



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	29.202
3	0,07	60.325
4	0,11	91.409
5	0,15	126.019
6	0,18	159.048
7	0,22	187.446
8	0,26	216.632
9	0,30	250.093
10	0,33	281.691
11	0,37	311.919
12	0,41	341.551
13	0,45	378.154
14	0,49	403.439
15	0,53	438.651
16	0,57	471.588
17	0,61	502.706
18	0,65	532.910
19	0,68	561.432
20	0,72	586.050

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,76	608.812
22	0,80	631.142
23	0,84	650.083
24	0,93	603.018
25	0,97	631.995
26	1,01	652.689
27	1,05	670.099
28	1,09	686.818
29	1,13	702.558
30	1,18	717.456
31	1,22	731.223
32	1,26	743.517
33	1,31	753.606
34	1,35	760.528
35	1,54	704.741
36	1,59	720.040
37	1,63	729.537
38	1,68	735.997
39	1,72	741.755
40	1,77	746.357
41	1,82	753.937
42	1,86	757.179
43	1,91	760.302
44	2,00	748.375
45	2,04	757.460
46	2,08	764.179
47	2,12	769.561
48	2,16	773.653
49	2,21	746.240
50	2,25	749.517
51	2,30	757.205
52	2,34	762.767
53	2,38	767.705
54	2,47	745.113
55	2,52	752.156

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	2,56	759.000
57	2,60	752.483
58	2,65	726.358
59	2,71	727.732
60	2,76	705.789
61	2,83	684.926
62	2,90	671.213

Analisi Push-Over N. 21 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, $e = 277,7$ cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,47 [cm] <= Du 1,83 [cm]
q* 1,82 <= 3 Du/Dmax = 1,24
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,43 [cm] <= Dd 1,24 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,29 [cm] <= Do 1,24 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

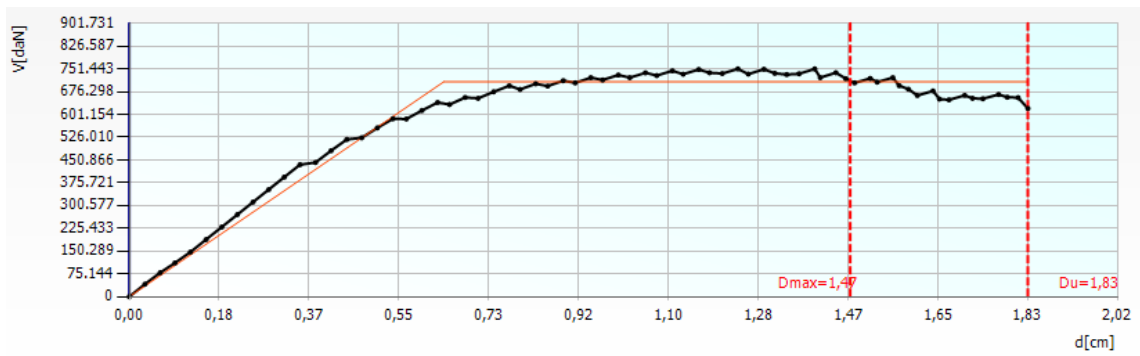
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1039	712	1,459	1,10	0,92	1,197
SLD	529	75	7,053	1,03	0,36	2,848
SLO	529	45	11,756	1,16	0,27	4,309

Parametri di Analisi

T* [s]	0,419
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	613031
d*y [cm]	0,55
d*u [cm]	1,58

Vulnerabilità Sismica

	TR _C			TR=cost						
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1039	712	1,459	0,92	1,06	2,51	0,53	1,150	1,10	1,197
SLD	529	75	7,053	0,36	0,82	2,43	0,48	2,280	1,03	2,848
SLO	529	45	11,756	0,27	0,82	2,43	0,48	3,052	1,16	4,309



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	41.217
3	0,06	79.016
4	0,09	111.320
5	0,12	147.224
6	0,16	188.441
7	0,19	229.658
8	0,22	270.875
9	0,25	312.092
10	0,28	353.310
11	0,32	394.527
12	0,35	435.357
13	0,38	442.578
14	0,41	481.787
15	0,44	518.644
16	0,47	524.072
17	0,51	556.753
18	0,54	586.902
19	0,56	586.125
20	0,60	614.173
21	0,63	640.584
22	0,65	633.828
23	0,68	657.088
24	0,71	654.119
25	0,74	675.849
26	0,77	695.739

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,80	683.680
28	0,83	702.274
29	0,85	694.667
30	0,88	712.525
31	0,91	705.253
32	0,94	722.472
33	0,96	714.804
34	1,00	731.168
35	1,02	722.480
36	1,05	738.437
37	1,08	729.337
38	1,11	745.046
39	1,13	733.949
40	1,16	749.474
41	1,18	738.579
42	1,21	736.040
43	1,24	751.443
44	1,26	734.333
45	1,29	750.136
46	1,32	736.695
47	1,34	732.745
48	1,37	735.312
49	1,40	751.304
50	1,41	722.518
51	1,44	738.820
52	1,46	719.396
53	1,48	705.193
54	1,51	719.962
55	1,52	707.874
56	1,56	722.569
57	1,57	696.203
58	1,59	684.361
59	1,61	663.537
60	1,64	678.655
61	1,65	651.926

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	1,67	649.239
63	1,70	663.944
64	1,72	654.348
65	1,74	652.863
66	1,77	666.921
67	1,79	657.881
68	1,81	656.559
69	1,83	620.964

Analisi Push-Over N. 22 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. alle masse, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,34 [cm] <= Du 2,57 [cm]
q* 1,55 <= 3 Du/Dmax = 1,92
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,40 [cm] <= Dd 2,06 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,28 [cm] <= Do 2,06 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

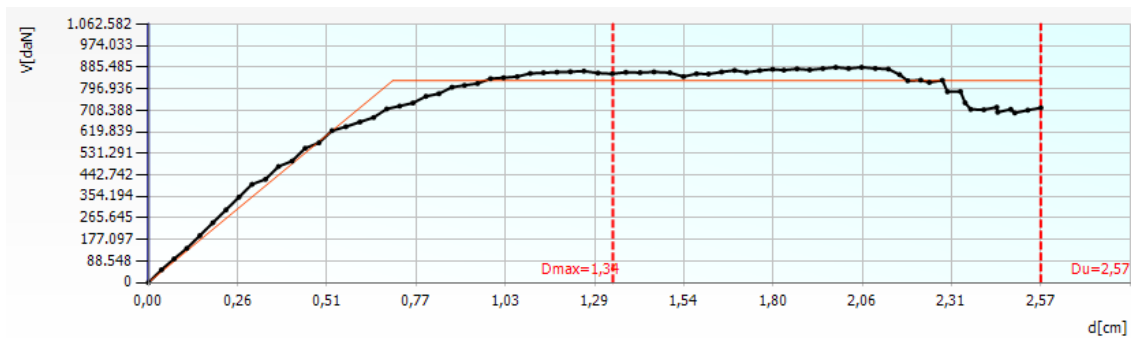
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	2345	712	3,294	1,56	0,92	1,693
SLD	1533	75	20,440	1,77	0,36	4,908
SLO	1533	45	34,067	1,99	0,27	7,373

Parametri di Analisi

T* [s]	0,406
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	717920
d*y [cm]	0,61
d*u [cm]	2,22

Vulnerabilità Sismica

	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	TR _C			TR=cost	
						F (TR) ₀	T*(TR) _C	α (TR) _{PGA}	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	2345	712	3,294	0,92	1,38	2,65	0,56	1,502	1,56	1,693
SLD	1533	75	20,440	0,36	1,20	2,58	0,54	3,326	1,77	4,908
SLO	1533	45	34,067	0,27	1,20	2,58	0,54	4,453	1,99	7,373



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	52.683
3	0,07	97.320
4	0,11	140.780
5	0,15	193.464
6	0,19	246.147
7	0,22	298.830
8	0,26	351.514
9	0,30	404.197
10	0,34	424.830
11	0,37	477.513
12	0,41	499.638
13	0,45	552.321
14	0,49	574.961
15	0,53	624.673
16	0,57	640.899
17	0,61	660.541
18	0,65	679.052
19	0,69	714.048
20	0,72	725.985
21	0,76	738.514
22	0,80	765.962
23	0,84	776.918
24	0,87	803.439
25	0,91	811.187
26	0,95	818.668

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
27	0,99	838.660
28	1,02	842.354
29	1,06	846.936
30	1,10	860.059
31	1,14	862.868
32	1,18	865.394
33	1,22	867.156
34	1,25	869.665
35	1,30	861.856
36	1,34	858.650
37	1,38	864.905
38	1,42	863.470
39	1,46	866.421
40	1,50	863.112
41	1,54	847.088
42	1,58	858.828
43	1,61	857.642
44	1,65	866.248
45	1,69	872.722
46	1,72	864.397
47	1,76	871.998
48	1,80	877.253
49	1,83	873.848
50	1,87	879.128
51	1,91	874.770
52	1,94	880.206
53	1,98	885.329
54	2,02	880.343
55	2,06	885.485
56	2,09	880.547
57	2,13	878.010
58	2,16	855.006
59	2,19	830.155
60	2,23	832.635
61	2,25	823.294

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
62	2,29	832.245
63	2,30	785.024
64	2,34	786.224
65	2,35	739.643
66	2,37	712.431
67	2,41	710.894
68	2,44	721.271
69	2,45	700.646
70	2,48	712.474
71	2,50	697.682
72	2,53	709.190
73	2,57	718.691

Analisi Push-Over N. 23 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = 277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,62 [cm] <= Du 2,24 [cm]
q* 1,89 <= 3 Du/Dmax = 1,38
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,47 [cm] <= Dd 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,31 [cm] <= Do 1,67 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

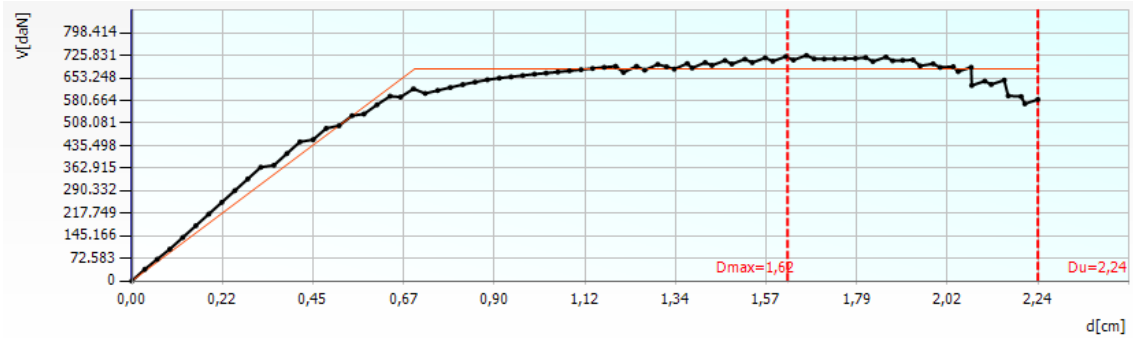
	TR _C	TR _D	α TR	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α PGA
SLV	1282	712	1,801	1,21	0,92	1,316
SLD	737	75	9,827	1,28	0,36	3,551
SLO	737	45	16,378	1,47	0,27	5,443

Parametri di Analisi

T* [s]	0,447
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	589907
d*y [cm]	0,61
d*u [cm]	1,94

Vulnerabilità Sismica

	TR _C					TR=cost				
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) 0	T _C ^{*(TR)}	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1282	712	1,801	0,92	1,13	2,54	0,54	1,232	1,21	1,316
SLD	737	75	9,827	0,36	0,93	2,47	0,51	2,585	1,28	3,551
SLO	737	45	16,378	0,27	0,93	2,47	0,51	3,461	1,47	5,443



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,03	37.661
3	0,06	69.859
4	0,09	102.415
5	0,13	140.076
6	0,16	177.738
7	0,19	215.399
8	0,22	253.061
9	0,25	290.722
10	0,29	328.383
11	0,32	366.045
12	0,35	372.269
13	0,38	409.930
14	0,42	447.582
15	0,45	454.826
16	0,48	491.159
17	0,51	499.697
18	0,54	532.020
19	0,57	537.318
20	0,61	567.101

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
21	0,64	594.607
22	0,66	591.790
23	0,70	618.148
24	0,73	603.433
25	0,76	613.099
26	0,79	622.594
27	0,82	631.881
28	0,85	640.022
29	0,88	647.345
30	0,91	652.886
31	0,94	656.852
32	0,97	661.050
33	1,00	665.537
34	1,03	668.825
35	1,05	672.402
36	1,08	676.195
37	1,11	680.021
38	1,14	683.880
39	1,17	687.501
40	1,20	690.934
41	1,22	671.157
42	1,25	690.863
43	1,27	678.384
44	1,30	696.998
45	1,32	689.234
46	1,34	681.740
47	1,37	699.870
48	1,39	685.329
49	1,42	702.924
50	1,44	693.759
51	1,47	709.446
52	1,48	698.178
53	1,52	713.715
54	1,54	702.892
55	1,57	718.063

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
56	1,59	707.113
57	1,62	722.069
58	1,64	711.009
59	1,67	725.831
60	1,69	714.823
61	1,71	714.258
62	1,74	714.568
63	1,76	715.233
64	1,79	716.019
65	1,82	719.002
66	1,83	706.192
67	1,87	720.721
68	1,88	708.494
69	1,91	710.001
70	1,93	711.388
71	1,95	692.043
72	1,98	698.862
73	2,00	687.248
74	2,03	689.702
75	2,04	673.762
76	2,08	687.715
77	2,08	629.032
78	2,11	643.105
79	2,13	632.340
80	2,16	646.223
81	2,17	595.863
82	2,20	593.627
83	2,21	570.148
84	2,24	583.941

Analisi Push-Over N. 24 (dir. sisma -Y, carico sismico prop. al 1° modo, e = -277,7 cm):

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1,57 [cm] <= Du 3,10 [cm]
q* 1,62 <= 3 Du/Dmax = 1,97
La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0,47 [cm] <= Dd 1,60 [cm]
La verifica è soddisfatta
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0,31 [cm] <= Do 1,60 [cm]
La verifica è soddisfatta

Vulnerabilità Sismica

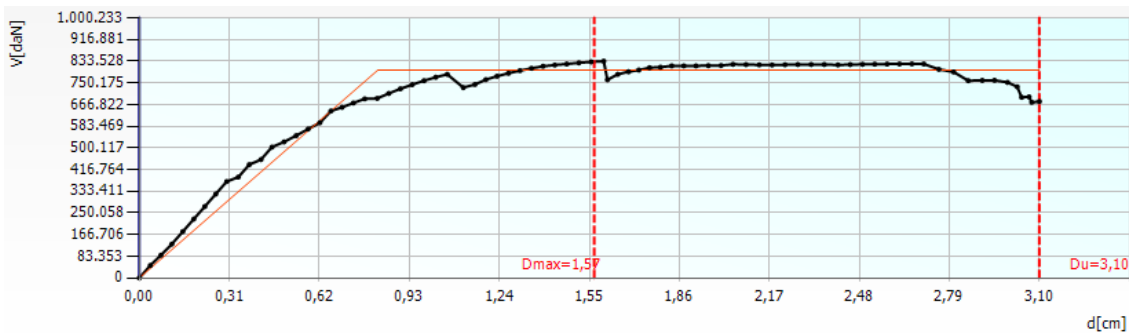
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	1,64	0,92	1,783
SLD	731	75	9,747	1,23	0,36	3,402
SLO	731	45	16,244	1,41	0,27	5,215

Parametri di Analisi

T* [s]	0,447
m* [kg]	4924624,368
w [kg]	7755268,83
m*/w [%]	63,5
Γ	1,16
F*y [daN]	690821
d*y [cm]	0,71
d*u [cm]	2,68

Vulnerabilità Sismica

				TR _C			TR=cost			
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,92	1,41	2,66	0,56	1,527	1,64	1,783
SLD	731	75	9,747	0,36	0,93	2,47	0,51	2,577	1,23	3,402
SLO	731	45	16,244	0,27	0,93	2,47	0,51	3,450	1,41	5,215



Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
1	0,00	0
2	0,04	48.095
3	0,07	87.341

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
4	0,11	130.088
5	0,15	178.183
6	0,19	226.278
7	0,23	274.374
8	0,26	322.469
9	0,30	370.565
10	0,34	387.616
11	0,38	435.711
12	0,42	455.015
13	0,46	503.111
14	0,50	523.005
15	0,54	547.179
16	0,58	572.675
17	0,62	596.885
18	0,66	641.996
19	0,70	655.944
20	0,74	672.628
21	0,78	688.480
22	0,82	690.237
23	0,86	709.307
24	0,90	727.186
25	0,94	743.172
26	0,98	758.520
27	1,02	771.776
28	1,06	782.925
29	1,12	732.042
30	1,16	743.750
31	1,20	762.575
32	1,23	775.697
33	1,27	787.042
34	1,31	797.140
35	1,35	806.093
36	1,39	813.783
37	1,43	818.662
38	1,47	822.790

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
39	1,52	827.240
40	1,56	830.748
41	1,60	833.528
42	1,61	761.932
43	1,65	782.904
44	1,69	793.003
45	1,72	799.475
46	1,76	808.365
47	1,80	810.374
48	1,84	815.450
49	1,88	815.324
50	1,92	815.399
51	1,96	816.329
52	2,01	816.965
53	2,05	821.327
54	2,09	820.378
55	2,14	819.370
56	2,18	818.950
57	2,23	819.868
58	2,27	820.636
59	2,32	820.908
60	2,36	820.838
61	2,41	819.253
62	2,45	820.539
63	2,49	821.596
64	2,54	822.077
65	2,58	822.476
66	2,62	822.815
67	2,66	823.044
68	2,71	822.733
69	2,76	802.001
70	2,81	791.970
71	2,86	758.472
72	2,91	759.457
73	2,95	759.834

Passo	Spostamento [cm]	Taglio [daN]
74	2,99	751.983
75	3,03	735.038
76	3,04	694.482
77	3,07	696.181
78	3,08	675.262
79	3,10	678.319