

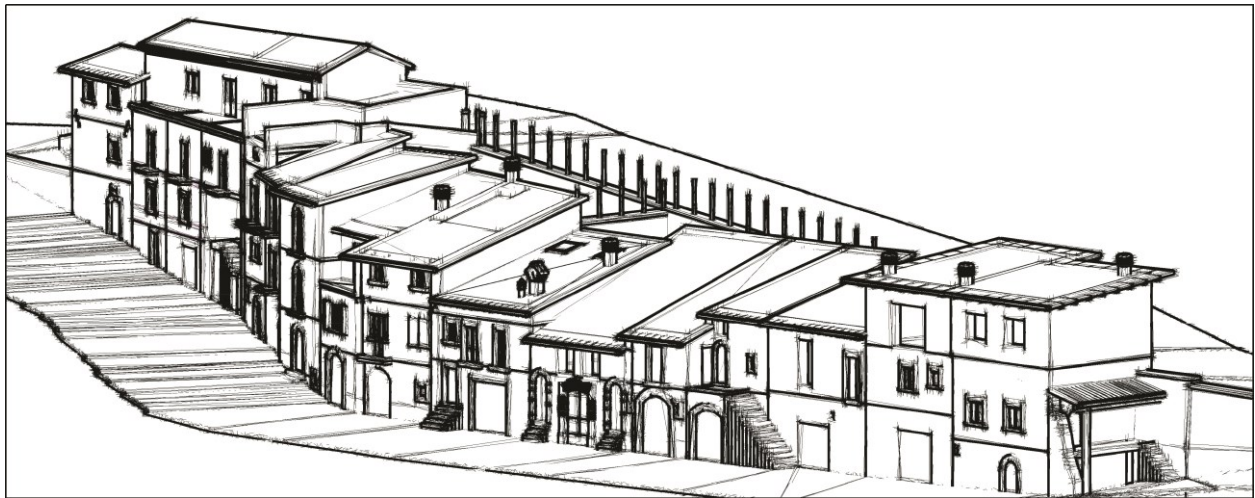


*Università degli Studi di Firenze*

FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE  
A.A. 2012/2013

VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA DI EDIFICI IN AGGREGATO  
UN CASO DI STUDIO A CASTELNUOVO (AQ)

SEISMIC RESPONSE EVALUATION OF AGGREGATE BUILDINGS  
A CASE STUDY IN CASTELNUOVO (AQ)



**RELATORI**

Prof. Ing. Andrea Vignoli

Prof. Ing. Paolo Spinelli

Dott. Ing. Emanuele Del Monte

**CANDIDATO:**

Fabio Ferrari



# Indice

---

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>LO STUDIO PRELIMINARE.....</b>	<b>3</b>
2.1	L'attività di tirocinio .....	3
2.2	Inquadramento territoriale .....	10
2.3	L'evento sismico .....	11
<b>3</b>	<b>AGGREGATO OGGETTO DI STUDIO .....</b>	<b>12</b>
3.1	Rilievo Geometrico .....	16
3.2	Ricostruzione 3D.....	20
3.3	Tipologie costruttive e materiali.....	23
3.4	Analisi dello stato di danno rilevato .....	26
3.5	Piano di demolizione .....	43
<b>4</b>	<b>STIMA DELLE AZIONI DI CALCOLO.....</b>	<b>45</b>
4.1	Azioni statiche.....	45
4.2	Azione del vento .....	45
4.3	Azione della neve .....	53
4.4	Azione sismica.....	57
4.4.1	Individuazione della pericolosità del sito.....	57
4.4.2	Scelta della strategia di progettazione.....	59
4.4.2.1	Categoria del sottosuolo.....	62
4.4.2.2	Categoria topografica.....	64
4.4.3	Spettro di risposta elastico .....	66
<b>5</b>	<b>VERIFICHE STATICHE .....</b>	<b>67</b>
5.1	Verifica per carichi verticali .....	67
5.1.1	Eccentricità.....	67
5.1.2	Snellezza .....	69
5.1.3	Resistenza .....	69
5.1.4	Risultati.....	71
5.2	Verifica dei pannelli controterra.....	72
5.2.1	Caratteristiche del terreno.....	74
5.2.2	Azioni sui pannelli .....	77
5.2.2.1	Analisi dei carichi .....	78

5.2.2.2	<i>Spinta attiva</i> .....	81
5.2.2.3	<i>Incremento di spinta da carico lineare su terrapieno</i> .....	84
5.2.2.4	<i>Incremento di spinta per azioni sismiche</i> .....	86
5.2.2.5	<i>Stato di sollecitazione</i> .....	88
5.2.3	Verifica stato di fatto .....	90
5.2.3.1	<i>Effetto arco nella muratura</i> .....	91
5.2.4	Intervento di rinforzo sui pannelli .....	94
5.2.4.1	<i>Dominio di resistenza a Presso-Flessione</i> .....	99
5.2.4.2	<i>Verifica post intervento</i> .....	103
<b>6</b>	<b>MECCANISMI DI COLLASSO</b> .....	<b>106</b>
<b>6.1</b>	<b>Analisi cinematica lineare</b> .....	<b>108</b>
6.1.1	Verifiche di sicurezza .....	112
6.1.1.1	<i>Stato limite di danno (SLD)</i> .....	112
6.1.1.2	<i>Stato limite salvaguardia della vita (SLV)</i> .....	112
6.1.2	Trattazione analitica dei meccanismi di 1°modo .....	114
6.1.2.1	<i>Ribaltamento semplice di parete monolitica</i> .....	117
6.1.2.2	<i>Ribaltamento composto di cuneo diagonale</i> .....	120
6.1.2.3	<i>Calcolo dell'azione dei tiranti</i> .....	122
6.1.3	Analisi dei meccanismi lineari.....	124
6.1.3.1	<i>Unità Strutturale 1</i> .....	124
6.1.3.2	<i>Unità Strutturale 2</i> .....	131
6.1.3.3	<i>Unità Strutturale 3</i> .....	136
6.1.3.4	<i>Unità Strutturale 4</i> .....	142
6.1.3.5	<i>Unità Strutturale 5</i> .....	146
6.1.3.6	<i>Unità Strutturale 6</i> .....	153
6.1.3.7	<i>Unità Strutturale 7</i> .....	154
6.1.3.8	<i>Unità Strutturale 8</i> .....	157
6.1.3.9	<i>Unità Strutturale 9</i> .....	160
6.1.3.10	<i>Unità Strutturale 10</i> .....	163
6.1.3.11	<i>Unità Strutturale 11</i> .....	166
<b>6.2</b>	<b>Analisi cinematica non lineare</b> .....	<b>167</b>
6.2.1	Calcolo curva di capacità dell'oscillatore equivalente .....	167
6.2.2	Verifica di sicurezza stato limite salvaguardia vita .....	169
6.2.3	Analisi dei meccanismi non lineari.....	171
6.2.3.1	<i>Unità Strutturale 1</i> .....	171
6.2.3.2	<i>Unità Strutturale 2</i> .....	177
6.2.3.3	<i>Unità Strutturale 3</i> .....	180
6.2.3.4	<i>Unità Strutturale 4</i> .....	186
6.2.3.5	<i>Unità Strutturale 5</i> .....	189
6.2.3.6	<i>Unità Strutturale 7</i> .....	195
6.2.3.7	<i>Unità Strutturale 8</i> .....	198
6.2.3.8	<i>Unità Strutturale 9</i> .....	201
6.2.3.9	<i>Unità Strutturale 10</i> .....	204
<b>6.3</b>	<b>I due metodi a confronto</b> .....	<b>207</b>

<b>7</b>	<b>L'ANALISI PUSH-OVER DI EDIFICI IN AGGREGATO .....</b>	<b>210</b>
7.1	Realizzazione del modello .....	211
7.2	Validazione del modello .....	217
7.2.1	Verifica dei carichi statici sui maschi murari .....	217
7.2.2	Stabilità del modello al variare del nodo di controllo.....	219
7.3	Analisi statica non lineare pushover .....	220
7.3.1	La costruzione della curva .....	220
7.3.2	Verifiche per azioni sismiche .....	225
7.4	Influenza del nodo di controllo.....	226
7.4.1	L'analisi Pushover al variare dei nodi controllo .....	227
7.4.1.1	Stato di danneggiamento .....	231
7.4.2	Ricostruzione delle curve.....	237
7.4.3	Conclusioni .....	241
7.5	Valutazione della risposta al variare dell'unità strutturale.....	243
7.5.1	Processo di ricostruzione della curva Pushover.....	244
7.5.2	Quantificazione del livello di sicurezza .....	249
7.5.3	Taglio e Drift di piano.....	251
7.5.4	I casi di studio.....	253
7.5.5	Risultati Unità Strutturale 5 .....	257
7.5.5.1	US5 - X masse .....	257
7.5.5.2	US5 - X 1° modo.....	259
7.5.5.3	US5 - Y masse.....	261
7.5.5.4	US5 - Y 1° modo .....	262
7.5.6	Risultati Unità Strutturale 1 .....	264
7.5.6.1	US1 - X masse .....	264
7.5.6.2	US1 - X 1° modo .....	265
7.5.6.3	US1 - Y masse.....	267
7.5.6.4	US1 - Y 1° modo .....	269
7.5.7	Conclusioni .....	270
7.6	Risultati dell'analisi globale.....	273
7.6.1	+X Masse.....	275
7.6.2	+X 1° Modo.....	276
7.6.3	+Y Masse.....	277
7.6.4	+Y 1° Modo.....	278
7.7	Confronto tra danno rilevato e stimato .....	280
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>285</b>

# 1 INTRODUZIONE

---

La presente tesi riguarda la valutazione sismica di edifici in aggregato, l'argomento è stato trattato affrontando lo studio di un complesso di edifici danneggiati dall'evento sismico del 6 aprile 2009, siti nel comune di Castelnuovo, frazione di San Pio delle Camere (AQ). Il lavoro di tesi ha origine dall'attività di tirocinio svolta nel comune di Castelnuovo nel periodo tra giugno e ottobre 2010 a seguito della devastante scossa sismica che ha colpito il territorio abruzzese. Nella parte iniziale della tesi è stata descritta l'attività di tirocinio svolta nel comune di Castelnuovo, attivata con la collaborazione della Regione Toscana e supportata grazie al dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale (DICEA) dell'Università degli Studi di Firenze. Tutti i dati acquisiti nei mesi passati a Castelnuovo sono stati la piattaforma su cui basare tutte le successive elaborazioni di calcolo e passaggio fondamentale per conseguire le conoscenze necessarie per affrontare lo studio in maniera competente.

Terminata l'attività di tirocinio è iniziato il vero e proprio lavoro di tesi, focalizzando l'attenzione su un singolo aggregato strutturale, identificato dalla numerazione 18-163. Parte propedeutica ma di fondamentale importanza per lo studio di un aggregato così complesso e articolato è la restituzione grafica dello stesso tramite rappresentazione piana e spaziale, che ci permetterà di capire meglio i processi di aggregazione e di interazione tra le varie unità strutturali.

L'analisi dello stesso ha preso il via dalle verifiche statiche su tutti i maschi murari, inoltre è stato affrontato un problema locale nell'unità strutturale 4 per la verifica e il rinforzo dei pannelli controterra. Sono stati esaminati vari schemi resistenti allo stato di fatto ed è stato proposto un possibile intervento di rinforzo locale.

Trattandosi di edifici esistenti con scarsa qualità muraria la prima verifica sismica effettuata è stata lo studio dei meccanismi locali di collasso con approccio lineare e non lineare. L'indagine è stata effettuata nelle condizioni antesisma per capire quali fossero le vulnerabilità dell'aggregato e verificare che il livello di danno riscontrato fosse in linea con i risultati ottenuti. Le analisi globali dell'aggregato sono state effettuate tramite l'utilizzo del software 3MURI Stadata, capace di effettuare verifiche secondo l'analisi statica non lineare di edifici in muratura o calcestruzzo armato. Prima di procedere alle verifiche globali tuttavia è stato effettuato un approfondito studio sulla risposta dell'analisi alla variazione di alcuni parametri di input fondamentali. È stata studiata la variazione in termini di curva, di stato di danneggiamento e di capacità finale al variare del nodo di controllo utilizzato ed è stato proposto a termine del paragrafo un'indicazione su come minimizzarne gli errori dovuti a scelte poco rappresentative. Si è cercato poi un possibile criterio di scelta per l'individuazione

dell'*unita minima di intervento (UMI)* e *unità di analisi (UA)* focalizzando l'attenzione su due unità strutturali, una interna all'aggregato (US5) e una di estremità (US1). L'analisi si è proposta di effettuare un confronto sui risultati che avrei ottenuto con le diverse scelte progettuali e capire quale sarebbe stata la scelta più corretta per un possibile intervento di recupero localizzato.

Successivamente, alla luce di tutte le limitazioni dell'impianto di verifica individuate nel precedente studio, sono stati riportati i risultati dell'analisi globale dell'aggregato nelle condizioni antesisma.

Nella parte finale della tesi si è poi sovrapposto lo stato di danno attuale con tutte le elaborazioni precedentemente effettuate in termini di analisi cinematica lineare, non lineare e analisi statica non lineare e si sono cercate le analogie di danneggiamento tra i quello che realmente è accaduto a causa del sisma e quello che i modelli fisico matematici hanno previsto.

## 2 LO STUDIO PRELIMINARE

---

### 2.1 L'attività di tirocinio

A seguito del tragico evento sismico che il 06 aprile 2009 ha duramente colpito il territorio dell'Aquilano, nasce il protocollo di intesa tra l'Università degli studi di Firenze e il comune di San Pio delle Camere, che ha permesso lo svolgimento dell'attività di tirocinio. A causa del violento sisma il borgo ha subito notevoli danni con il crollo quasi totale della maggior parte dell'edificato e la morte di 5 persone. È stata stimata un'Intensità Macrosismica, secondo la Scala Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS), pari a 9.5, contro 8.5 de L'Aquila Centro e 5.5 di San Pio delle Camere. L'alto livello di danno riscontrato, ha fatto pensare a un possibile effetto di amplificazione della scossa sismica dovuto a fattori locali, quali la morfologia del paese situato sulla sommità di un colle e la presenza di cavità ipogee (chiamate "grottoni") situate nel fianco della collina e spesso estese fin sotto gli edifici. Il tirocinio è nato proprio per capire le cause di tale livello di danno, al fine di valutare la fattibilità della ricostruzione sullo stesso sito e in una seconda fase effettuare un rilievo completo di tutto il borgo per redigere un piano di ricostruzione. Da un punto di vista operativo è stato possibile accedere a tale esperienza grazie alla stipulazione di un protocollo di intesa (P.O.R. Asse IV – Capitale Umano 2007 – 2013) tra Regione Toscana e Facoltà di Ingegneria di Firenze e Pisa e Architettura di Firenze, con il quale la Regione Toscana ha fornito supporto finanziario per l'attivazione di un programma di formazione studenti nel settore specifico del rischio sismico. Abbiamo quindi potuto partecipare all'iniziativa promossa, denominata "Missione Abruzzo – Progetto Castelnuovo", che prevedeva la partecipazione di alcuni laureandi, iscritti ai Corsi di Laurea in Ingegneria Civile e Scienze dell'Ingegneria Edile della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze. Ci è stato proposto di partecipare alle operazioni di rilievo del danno sull'insediamento di Castelnuovo, con la prospettiva di individuare l'argomento della Tesi di Laurea, compiendo il periodo obbligatorio di tirocinio nella forma di "esperienza sul campo".

L'esperienza formativa ha avuto la durata di circa due mesi; nel periodo tra Luglio 2010 e Ottobre 2010. Il Gruppo di Ricerca che ha guidato il lavoro ha avuto come responsabile il Prof. Ing. Andrea Vignoli era composto da: Dott. Ing. Andrea Borghini, Dott. Ing. Emanuele Del Monte, Dott. Ing. Barbara Ortolani, Dott. Ing. Michele Rizzo. Mentre il gruppo di studenti era composto da: Cesaretti Jonathan, Nerbini Niccolò, Ferrari Fabio, Haxhiu Osman, Bencini Teresa, Boschi Sonia, Ermini Giulia, Mini Francesca, Bacci Marco, Calabrese Serena e Iaiunese Carmine.



Durante le settimane di permanenza a Castelnuovo siamo stati ospitati all'interno della scuola materna di San Pio delle Camere, utilizzata come dormitorio dal nostro gruppo e oltre che come dormitorio anche come centro di lavoro, dai gruppi della Facoltà di Ingegneria di Pisa e di Architettura di Firenze.



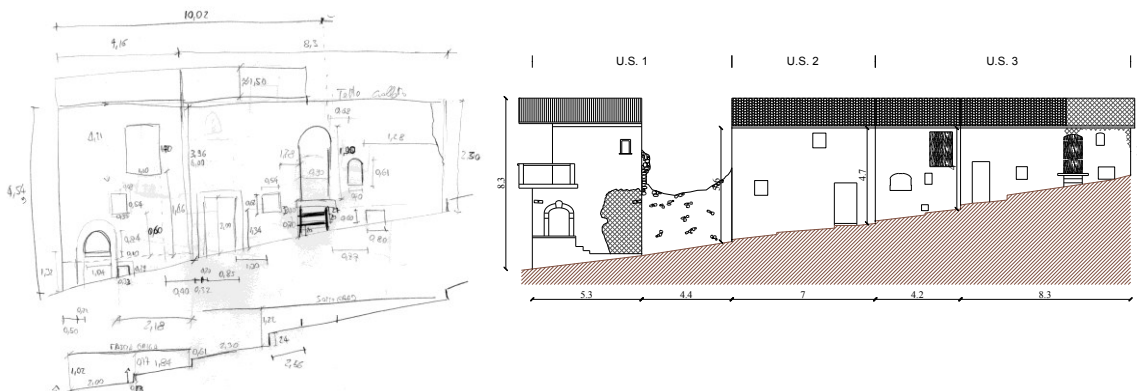
Mentre per l'attività di lavoro abbiamo occupato l'ex edificio delle poste subito fuori dalla perimetrazione della zona rossa.



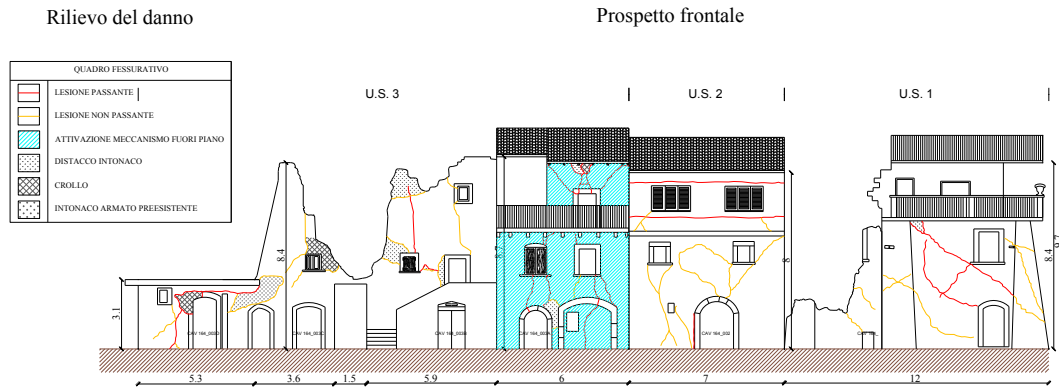
Il lavoro è stato organizzato suddividendo gli studenti in gruppi di lavoro, ognuno dei quali aveva dei compiti specifici da portare a termine, tutti volti alla stesura di un piano organico per la ricostruzione del borgo di Castelnuovo. Il gruppo di cui facevo parte era composto da me e dallo studente Osman Haxhiu; nella prima parte del tirocinio siamo stati affiancati da altri due studenti della Facoltà di Architettura di Firenze, Lorenzo Mannucci e Asya Beldramme, i quali hanno collaborato con noi nella stesura dei prospetti di alcuni aggregati. Il lavoro svolto ha riguardato molteplici aspetti, è stato fatto uno studio del borgo sotto vari punti di vista, il mio gruppo si è occupato di due compiti, lo studio delle cavità ipogee nella zona bassa del paese e lo studio di 6 aggregati composti di varie unità strutturali:

- 14-127            4 unità strutturali
- 15-164           3 unità strutturali
- 18-163           11 unità strutturali
- 21-251           4 unità strutturali
- 24-217           3 unità strutturali
- 25-217           7 unità strutturali

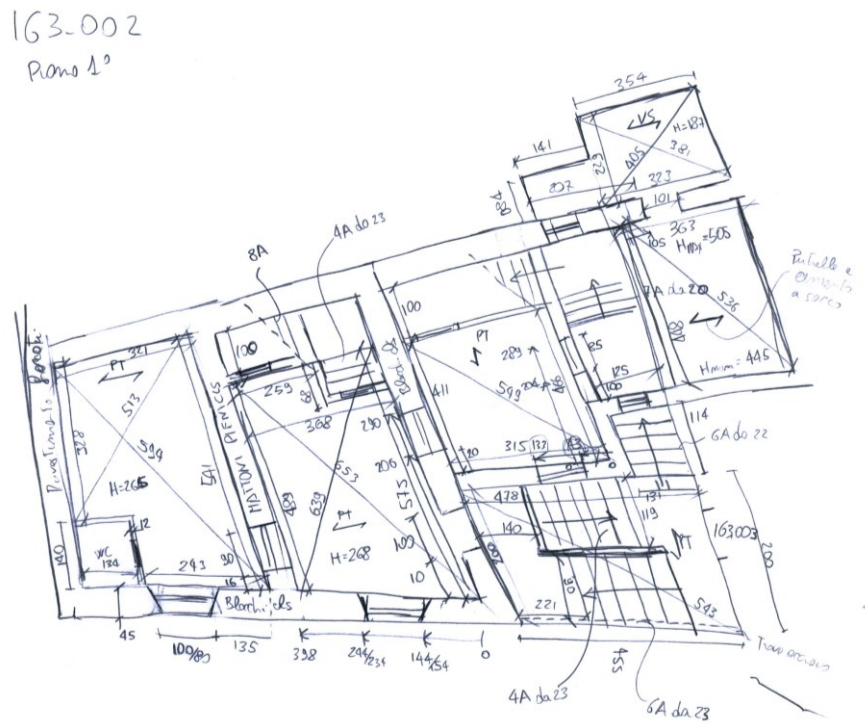
Il primo compito svolto è stato quello di produrre i prospetti di tutti gli aggregati assegnati, abbiamo perciò fatto il rilievo geometrico delle facciate, con l'ausilio di distanziometri digitali e tecniche di fotoraddrizzamento per restituire successivamente il tutto in formato digitale in ambiente CAD.



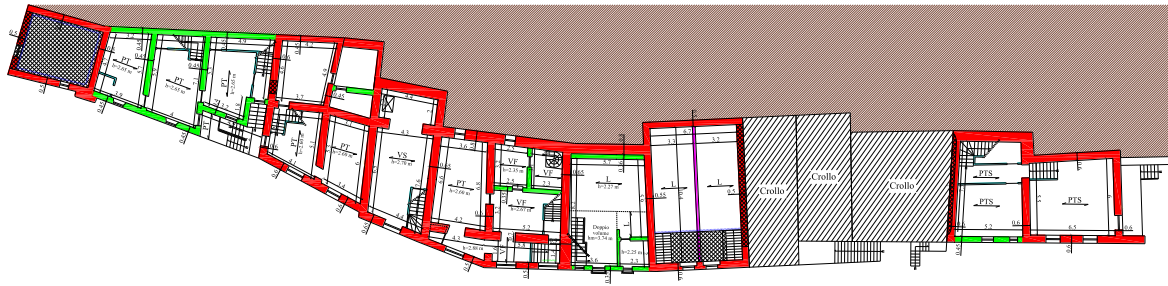
La fase successiva è stata quella di individuare sui prospetti tutti gli stati fessurativi esistenti ed eventuali meccanismi di collasso attivati. I prospetti sono stati perciò utilizzati come base per restituire il rilievo danni degli edifici studiati.



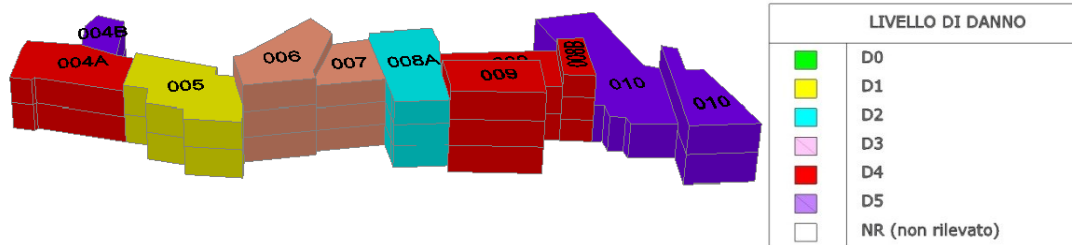
Terminata questa prima fase, siamo passati a esaminare gli interni delle abitazioni, come per i prospetti, la prima cosa è stata il rilievo geometrico di tutte unità strutturali, ponendo attenzione oltre che alla disposizione in pianta anche a tipologie e orditure dei solai, spessori e materiali dei muri e individuazione degli schemi statici delle strutture. Tutti i dati acquisiti sono stati riversati in formato digitale fino a produrre delle piante dettagliate di tutti i piani degli edifici, indispensabili per evidenziare in seguito i danni subiti dall'aggregato a causa del sisma. Di ogni edificio è stata fatta perciò una mappatura delle fessure e dei crolli differenziati per tipologia e restituiti anche questi in formato CAD.



U.S. 1 | U.S. 2 | U.S. 3 | U.S. 4 | U.S. 5 | U.S. 6 | U.S. 7 | U.S. 8 | U.S. 9 | U.S. 10 | U.S. 11



Il risultato è stato quello di aver ottenuto piante e prospetti completi di dettagli strutturali e rilievo del danno di ogni unità strutturale assegnataci. Con il materiale prodotto è stato possibile indagare sui meccanismi di collasso più o meno evidenti che si sono instaurati negli edifici e valutare i danni strutturali subiti dagli stessi.

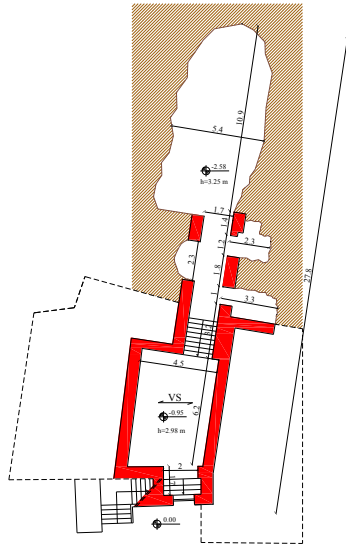


Per ogni aggregato sono state perciò redatte delle “schede aggregato” contenenti oltre a tutte le informazioni raccolte anche dati catastali, volumetrici e altro. Tale lavoro ha permesso la redazione di un piano di demolizione completo per tutto il paese, potendo stabilire con cognizione di causa gli edifici che è possibile “salvare” e quelli che devono essere demoliti perché parzialmente crollati o troppo danneggiati per un recupero.

Parallelamente al lavoro svolto sugli aggregati, sono stati portati avanti altri temi secondari, differenti per ogni gruppo di lavoro. Il gruppo di cui facevo parte si è occupato della mappatura e del rilievo di tutte le cavità ipogee presenti nella zona di studio.

Caratteristica importante degli edifici di Castelnuovo è la presenza di cavità ipogee, chiamate “grottoni”, scavate al di sotto di gran parte dell’edificato del paese. In genere questi risultano consolidati per la profondità dell’edificio per poi continuare scavati direttamente nel limo. Alcuni presentano dimensioni importanti anche di 30m altri invece sono stati chiusi per il rischio che potevano presentare. Alcuni anni fa è stato fatto un censimento dalla comunità montana con il fine di ispezionare e monitorare tali cavità. Ne risultarono circa 60 grottoni. La fase preliminare è stata quella di indagine sulle cavità esistenti, svolta sia con “esplorazioni sul campo” sia con l’aiuto di abitanti del borgo che ci hanno fornito una memoria storica sulle cavità. Successivamente sono stati prodotti i rilievi geometrici delle cavità per poi restituire le piante in formato digitale, di ognuna di esse è stata redatta una

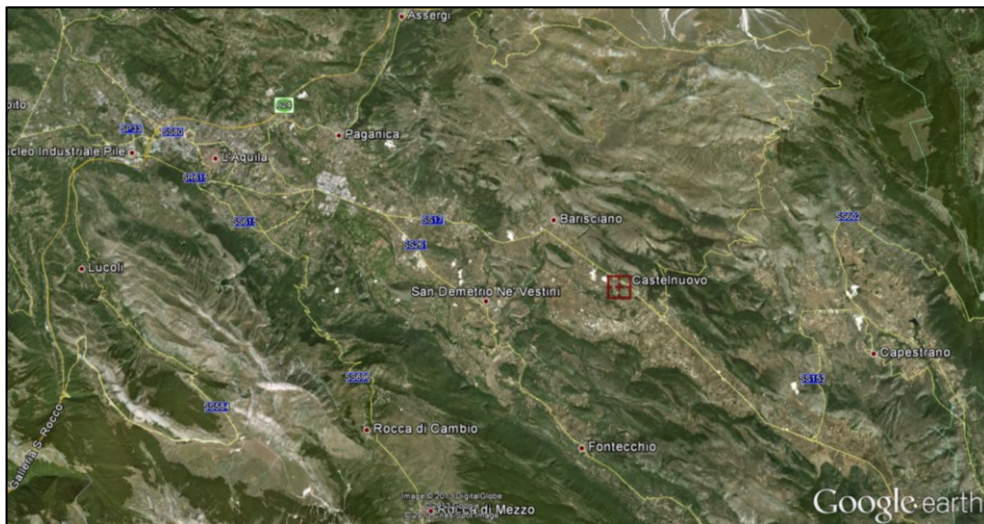
scheda cavità, completa di dati geomorfologici, rilievo in pianta, documentazione fotografica ed eventuali annotazioni. Tutte le cavità mappate sono state restituite planimetricamente e sovrapposte agli aggregati per studiare le possibili interferenze in fase di demolizione e ricostruzione.



Terminata la fase di tirocinio ha preso il via la fase di tesi con l'elaborazione dei dati acquisiti e gli studi successivi.

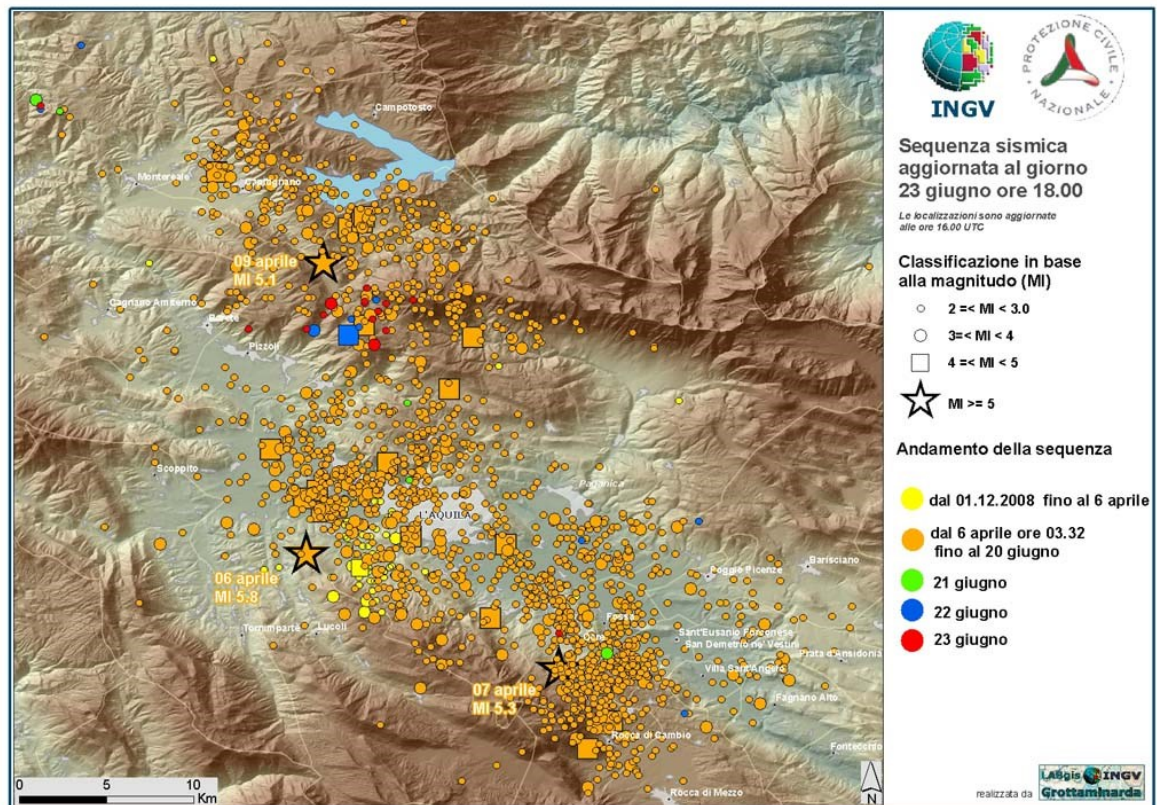
## 2.2 Inquadramento territoriale

Castelnuovo è una frazione del Comune di San Pio delle Camere, nella Provincia de L'Aquila, e contava prima dell'evento sismico circa 200 abitanti. E' sito ad est de L'Aquila lungo la Strada Statale n.17, a circa metà del tratto che collega il capoluogo con la cittadina di Popoli. L'abitato sorge su di un'altura a dominare l'altopiano che si estende fra Tussio e Civitaretenga nel punto in cui il terreno si abbassa bruscamente al termine del sistema collinare della conca aquilana. Il rapporto che in origine lo legava all'asse attuale SS. n.17 ponendolo come centro di transito e di sosta lunga il percorso, si è progressivamente indebolito nel tempo. Il borgo fortificato di Castelnuovo si pone nel complesso contesto del sistema di difesa ed avvistamento strutturandosi in epoca medioevale nella conca aquilana. Caratteristica singolare di Castelnuovo è quella di trovarsi in una posizione particolarmente privilegiata nell'ambito dei centri della bassa conca aquilana.



## 2.3 L'evento sismico

La scossa principale, verificatasi il 6 aprile 2009 alle ore 3:32, ha avuto una magnitudo momento ( $M_w$ ) pari a 6,3 (5,9 sulla scala della magnitudo locale), con epicentro alle coordinate geografiche  $42^{\circ}20'51.36''N$   $13^{\circ}22'48.4''E$  ovvero nella zona compresa tra le località di Roio Colle, Genzano e Collefracido, interessando in misura variabile buona parte dell'Italia Centrale. Ad evento concluso il bilancio definitivo è di 308 vittime, oltre 1500 feriti e oltre 10 miliardi di euro di danni stimati [19].



La scossa della notte del 6 aprile è stata preceduta da una lunga serie di scosse o sciami sismico (foreshocks). La sequenza si è aperta con una scossa di lieve entità (magnitudo 1,8) il 14 dicembre 2008 e poi è ripresa con maggiore intensità il 16 gennaio 2009 con scosse inferiori a magnitudo 3.0 per poi protrarsi, con intensità e frequenza lentamente ma continuamente crescente, fino all'evento principale.

Nelle 48 ore dopo la scossa principale, si sono registrate altre 256 scosse o repliche, delle quali più di 150 nel giorno di martedì 7 aprile, di cui 56 oltre la magnitudo 3,0 MI. Tre eventi di magnitudo superiore a 5,0 sono avvenuti il 6, il 7 e il 9 aprile. Dall'esame dei segnali della stazione INGV aquilana (AQU, ubicata nei sotterranei del Forte spagnolo), sono state contegiate oltre 10.000 scosse.



### 3 AGGREGATO OGGETTO DI STUDIO

L'aggregato oggetto di studio è stato catalogato dalla numerazione 18-163, il rilievo geometrico completo è stato effettuato durante il periodo di tirocinio dalla squadra 2 composta da me e dallo studente Osman Haxhiu. Se ne riporta sotto la scheda identificativa.

<b>IDENTIFICAZIONE AGGREGATO</b>		
<b>IDENTIFICATIVO SCHEDA:</b> SQUADRA 2 DATA: 30/09/2010		
<b>NUMERO AGGREGATO</b>	18-163	
<b>VIA</b>	Via Diaz – Piazza Aia Marina	
<b>COORDINATE GEOGRAFICHE</b>	<b>LATITUDINE</b>	<b>LONGITUDINE</b>
	42°17'39"	13° 37'43"
<b>NUMERO COMPLESSIVO UNITÀ STRUTTURALI</b>	11	
<b>NUMERO COMPLESSIVO UNITÀ IMMOBILIARI</b>	10	

#### FOTO AEREA



**ESTRATTO DI MAPPA**



**DATI CATASTALI DELLE UNITÀ IMMOBILIARI**

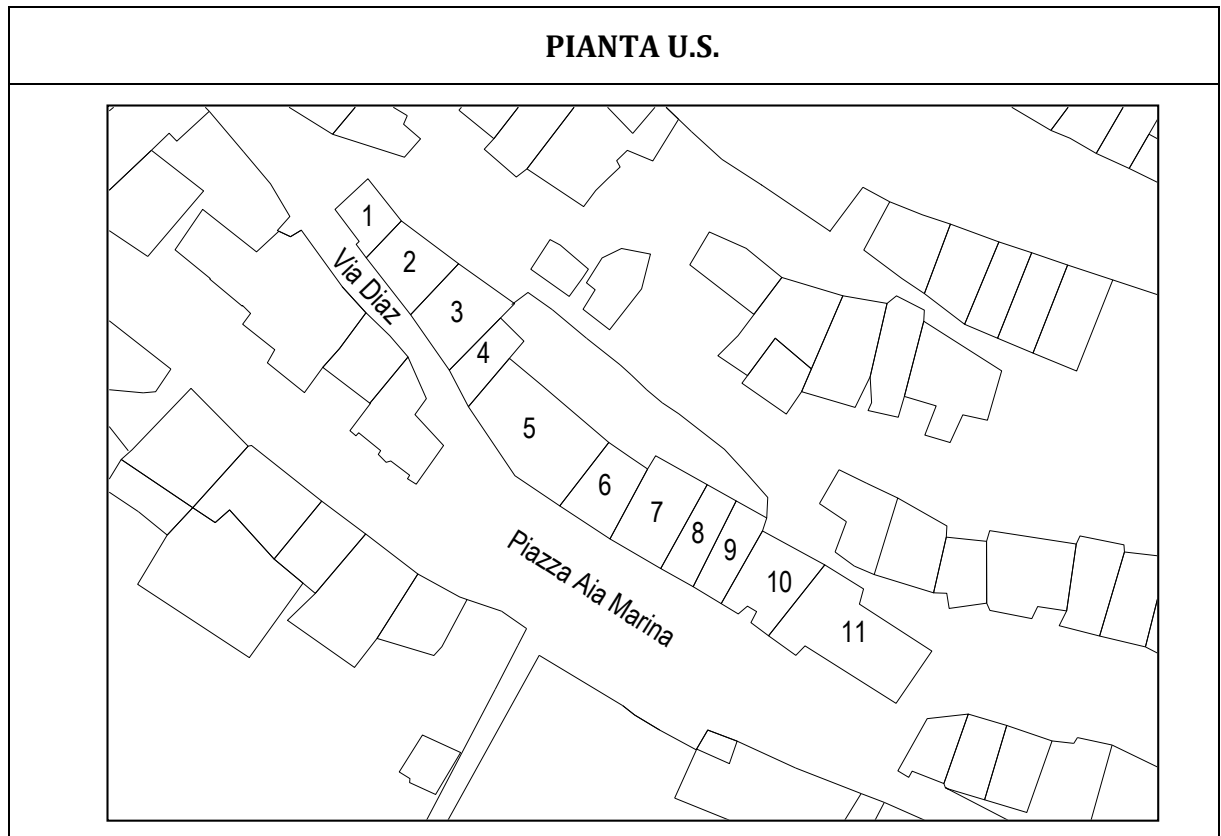
INTESTATARI (%)	FOGLIO	PART.	SUB.	CATEGORIA CATASTALE	DESTINAZIONE D'USO (1)
Ciroli Giovanni (1000/1000)	3	403	-	-	Fabbricato rurale
		404			
		406-1			
		406-1			
		792, 793			
Terio Stefano (1000/1000)	3	791	1	A/3	Civile abitazione
Casciani Iolanda Lucia (1000/1000)	3	791	2	-	-
Terio Teodoro (250/1000) Terio Giovanni (250/1000) Terio Armidoro (250/1000) Terio Francesco (250/1000)	3	791	3	-	-
Di Donato Aurora (1000/1000)	3	790	1	C/3	-

Di Loreto Antonio (1000/1000)	3	790	2	-	-
Di Prospero Preziosa (1000/1000)	3	790	3	C/2	-
-	-	789	-	-	-
Terio Gabriele (500/1000) Terio Gianfranco (500/1000)	3	788	1	-	-
Terio Gabriele (500/1000) Terio Gianfranco (500/1000)	3	788	4	-	-
Casciani Pierina (1000/1000)	3	788	4	C/6	Rimessa
Casilio Giovanna (1000/1000)	3	788	5	-	-
Terio Gabriele (500/1000) Terio Gianfranco (500/1000)	3	788	7	-	-
Giovanniello Massimo (1000/1000)	3	787	2	A/2	Civile abitazione
Giovanniello Massimo (1000/1000)	3	787	3	F/3	-
Giovanniello Massimo (1000/1000)	3	787	4	C/6	Rimessa

(1) DESTINAZIONE D'USO ALLA DATA DEL SISMA.

(2) Aa UNITÀ IMMOBILIARE AD USO ABITAZIONE PRINCIPALE

Ab UNITÀ IMMOBILIARE AD USO DIVERSO DA ABITAZIONE PRINCIPALE



Unità strutturale	Identificazione particelle catastali	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Volume (%)	Livello di Danno	Agibilità
1	403	37	253	4%	D5	E
2	404	62	669	10%	D4	E
3	406-1	90	872	12%	D4	E
4	406-1	57	698	10%	D1	F
5	792, 793	149	1315	19%	D2	E
6	791	69	489	7%	D1	F
7	790-1	76	413	6%	D5	E
8	789	50	306	4%	D5	E
9	788	68	235	3%	D5	E
10	788	72	727	10%	D5	E
11	787	99	1056	15%	D2	E







<b>Totale Aggregato</b>	<b>829</b>	<b>7034</b>
-------------------------	------------	-------------

### 3.1 Rilievo Geometrico








L'aggregato presenta una dimensione in pianta di 86m 18m, la sua forma non è regolare si presenta con una forma curva nella parte destra con una deviazione massima di 14m. Anche da un punto di vista altimetrico ci sono diverse irregolarità, il dislivello massimo tra il piano di fondazione a quota minore e l'unità più alta è di 17.21m, sul prospetto frontale il dislivello massimo tra i piani di fondazione è di 6m, mentre la quota del piano di campagna differisce tra il prospetto frontale e tergale di 8.5m. Le undici unità strutturali presenti sono composte da un minimo di 2 piani fuori terra a un massimo di 4.

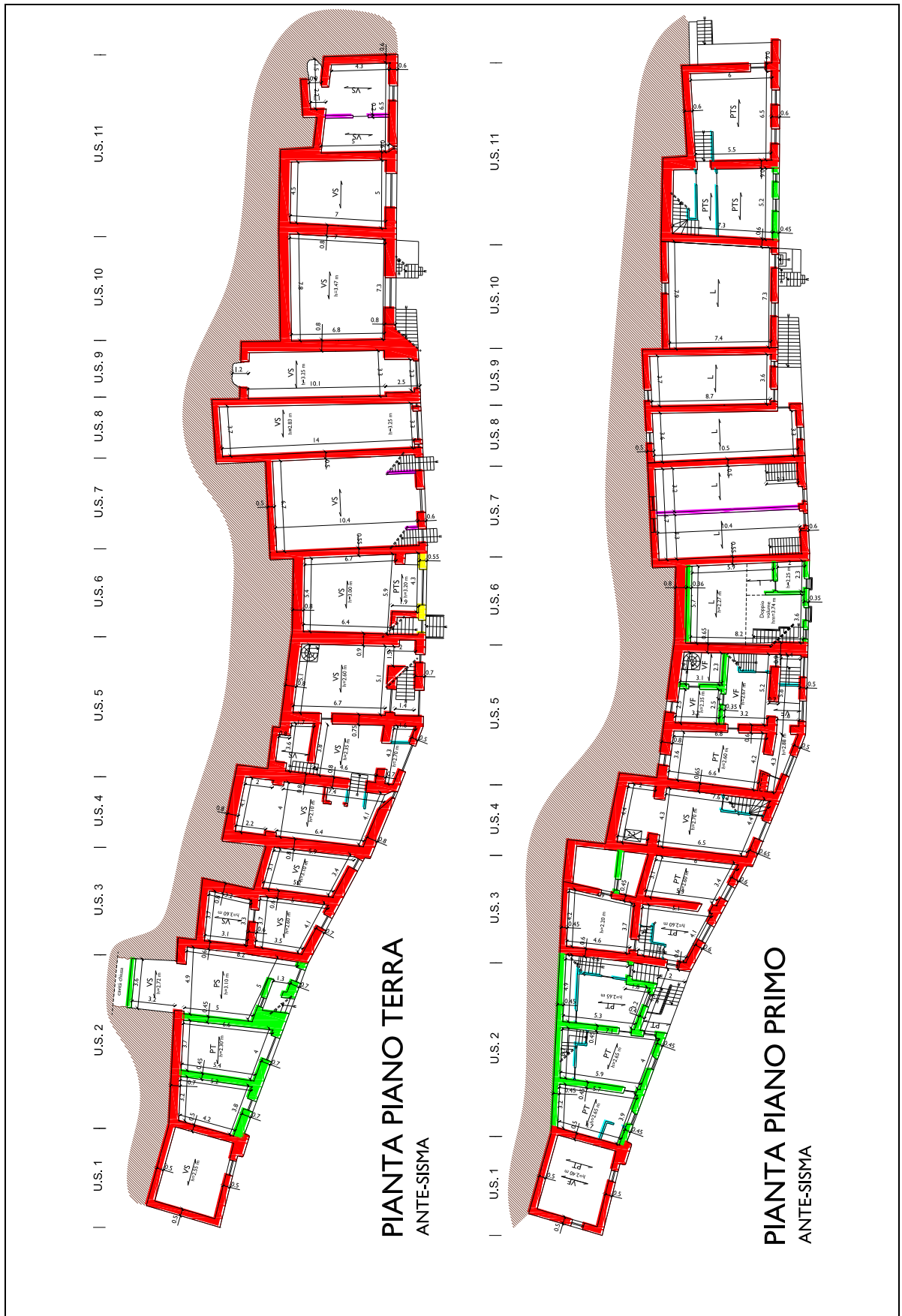
Il rilievo geometrico è stato effettuato in sinergia con gli studenti della facoltà di architettura di Firenze, mentre il rilievo del danno è stato interamente realizzato dal nostro gruppo di lavoro. Si riportano sotto le piante e i prospetti di come si presentava l'aggregato prima dell'evento sismico.

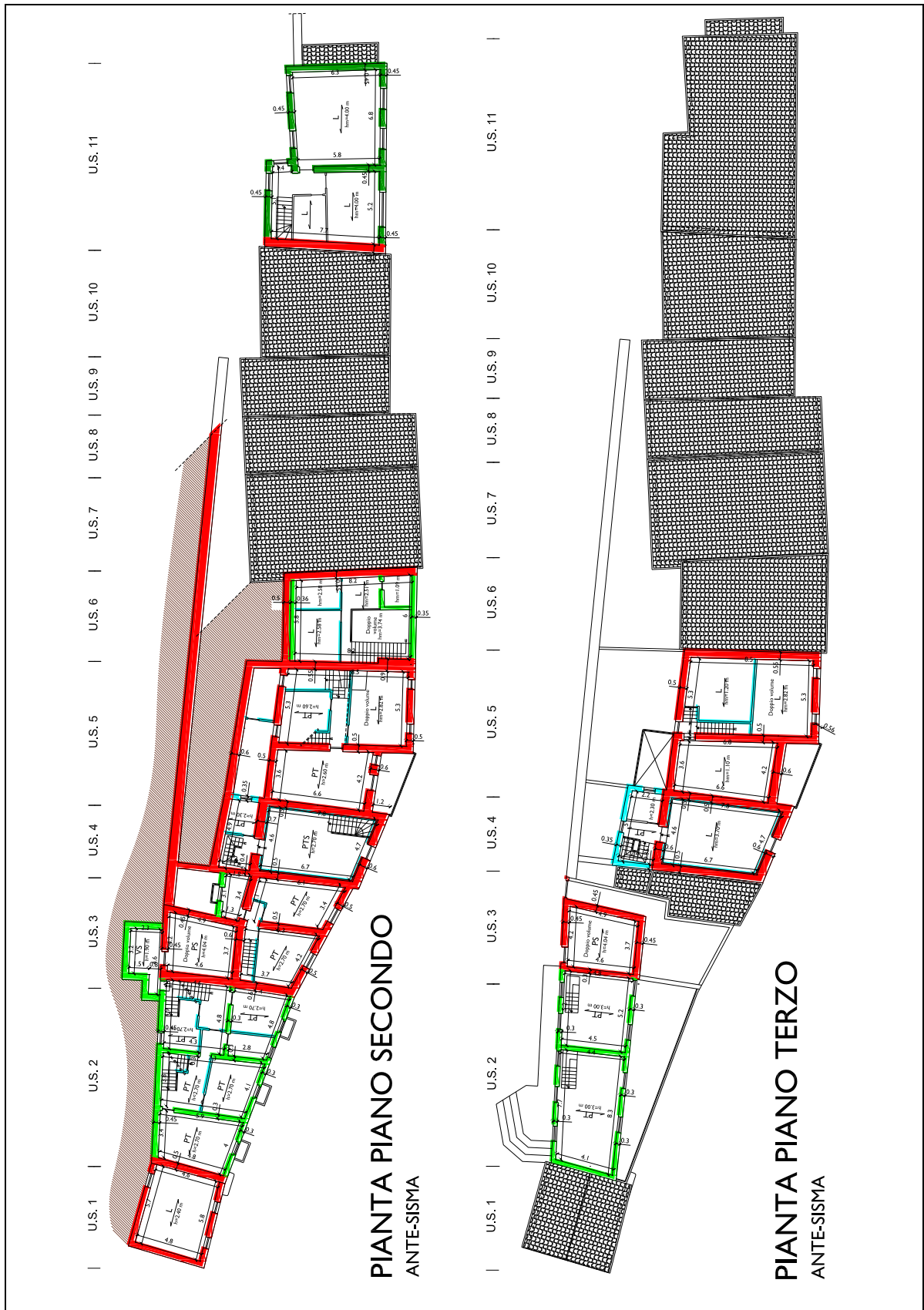
#### Legenda

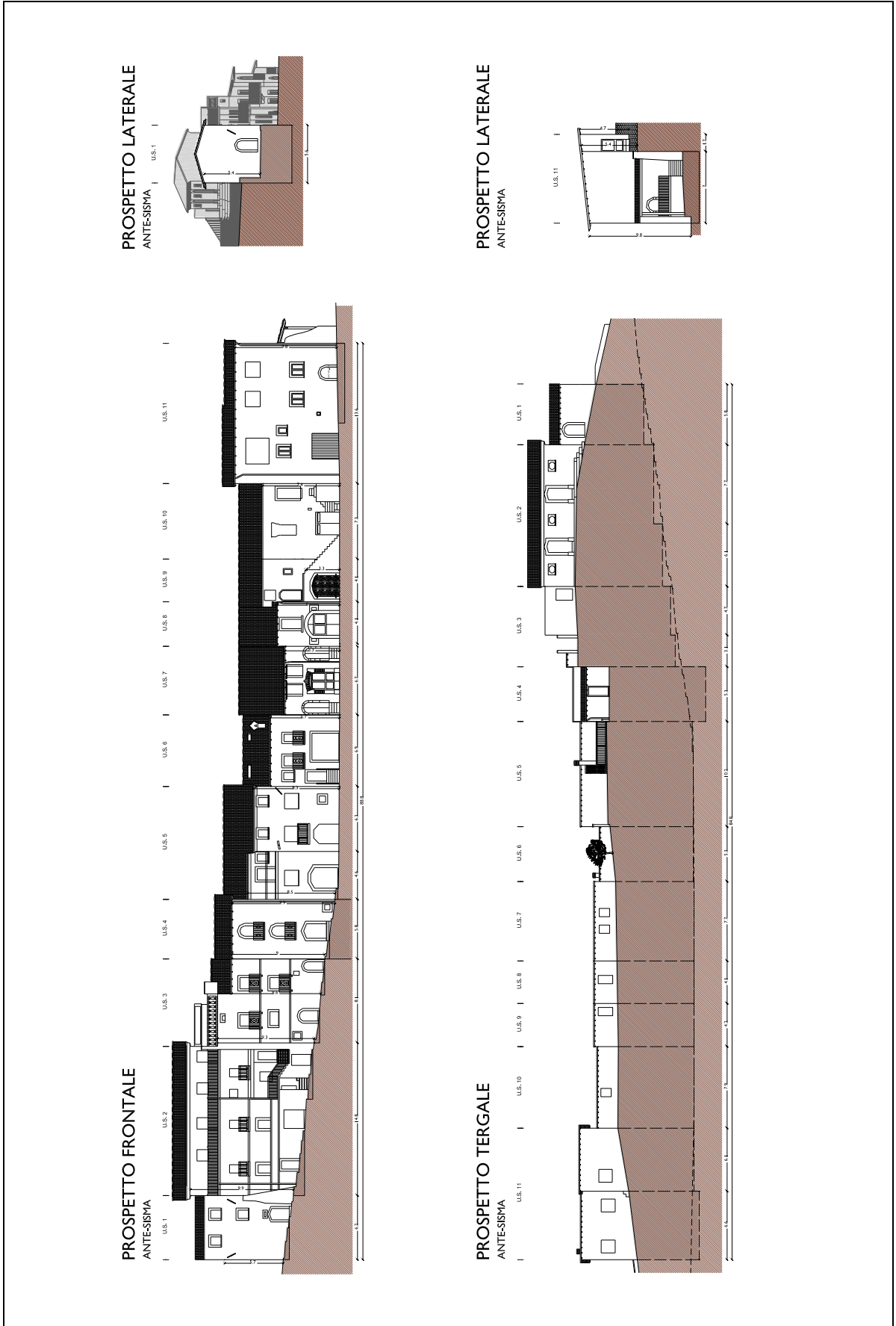
STRUTTURE VERTICALI					
	MURATURA DI PIETrame		MURATURA DI MATTONI TIPO POROTON		PARETI IN CLS NON ARMATO
	MURATURA DI MATTONI PIENI		MURATURA DI MATTONI FORATI		MURATURA DI BLOCCHETTI DI CLS

TIPOLOGIA ORIZZONTAMENTI					
	SOLAIO IN LEGNO		SOLAIO IN PUTRELLE, TAVELLONI E SOLETTA IN C.A.		VOLTA IN SPESSORE
	SOLAIO IN PUTRELLE E TAVELLONI		SOLAIO IN PUTRELLE E SOLETTA IN C.A.		VOLTA IN FOGLIO
					TIRANTI









## 3.2 Ricostruzione 3D

Oltre alla restituzione grafica piana è stato realizzato un modello tridimensionale dell'intero aggregato. La sua realizzazione ha permesso di controllare l'effettiva bontà della ricostruzione geometrica ed è stato un valido aiuto per la comprensione del funzionamento strutturale dello stesso.







### 3.3 Tipologie costruttive e materiali

Come si vede dalle piante mostrate nel capitolo precedente la maggior parte dell'aggregato è realizzato in muratura di pietrame, solo alcune parti di edifici sono state realizzate con blocchetti di calcestruzzo e altre piccole porzioni presentano diversi materiali costruttivi, come blocchi forati, poroton o pareti in cls non armato. La qualità muraria è molto scadente, i blocchi di pietrame hanno forma irregolare, spesso costituiti da lapilli di fiume con forma arrotondata e non sono presenti ricorsi orizzontali per la ripartizione dei carichi. Anche la malta è molto scadente, presentando un elevato stato di degrado.



Per quanto riguarda gli orizzontamenti, i solai di copertura sono esclusivamente in legno a doppia orditura, con travi e travetti, spesso non è presente nemmeno la soletta di ripartizione dei carichi e una impermeabilizzazione al di sotto ai coppi in laterizio. Questo tipo di copertura molto spartana è da ricondurre all'età di molte *unità strutturali (US)*, che spesso venivano utilizzate come rimessa e non hanno subito ammodernamenti nel corso degli anni. I solai intermedi sono invece realizzati con una orditura principale in putrelle e tavelloni posti tra di esse, in molti casi la soletta ha il solo scopo di livellare il piano di posa del solaio, mentre nelle unità interessate da recenti ristrutturazioni è stata realizzata una soletta armata ancorata alle pareti perimetrali. Sono presenti in alcune abitazioni anche delle volte in foglio, tipologia costruttiva molto diffusa nel borgo, ma anche molto vulnerabile, infatti in seguito all'evento sismico la maggior parte di tale sistema di volte è crollato. Nell'aggregato in esame soltanto l'US1 e 5 presentano delle volte in foglio, ma in entrambi i casi non sono portanti, in quanto il solaio è realizzato in putrelle e tavelloni. Nei piani a livello del terreno invece la tipologia più ricorrente è quella delle volte in spessore, realizzate in pietrame, il senso di orditura è sempre in direzione parallela al prospetto frontale, in questo modo eventuali spinte dei sistemi voltati si compensano a vicenda.





Data l'assenza di prove dirette per individuare i parametri meccanici dei materiali, per la determinazione degli stessi è stato fatto riferimento alla letteratura tecnica e ai valori proposti in normativa. Il livello di conoscenza adottato è di **LC1**, ovvero rilievo geometrico completo, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza adottato sarà pertanto **FC=1,35**, con valore minimo tabellare delle resistenze e valore medio dei moduli elastici.













Si riportano di seguito i parametri meccanici dei materiali

NOME	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	PESO SPECIFICO [kN/m <sup>3</sup> ]	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	RESISTENZA TAGLIO [N/cm <sup>2</sup> ]
Pietrame	870	290	19	74.07	1.48
Pietrame con betoncino	2175	725	19	185.18	3.70
Blocchi CLS	1 400	350	12	111.11	7.04
Laterizio forato	1 100	400	12	245.00	4.50
Poroton	4 550	1 137	15	370.37	17.78
Cemento a sacco	2 100	525	24	166.67	10.56







### 3.4 Analisi dello stato di danno rilevato

Durante il periodo di tirocinio a Castelnuovo oltre al rilievo geometrico è stato effettuato anche un accurato rilievo del danno su tutti gli aggregati del borgo. Il rilievo si è posto l'obiettivo di evidenziare tutti i danni provocati dall'evento sismico, siano essi crolli o semplicemente stati fessurativi. Si riporta sotto la legenda dei simboli utilizzati e a pagina seguente le piante e i prospetti con il rilievo del danno.

#### Legenda Piante

RILIEVO DEL DANNO					
	SPANCIAMENTO		LESIONE A CROCE		DISTACCO MASCHI NON AMMORSATI
	LESIONE NON PASSANTE		LESIONE AL CANTONALE		CROLLO
	LESIONE PASSANTE		MARTELLAMENTO		LESIONE SUL PAVIMENTO
	LESIONE DIFFUSA		LESIONE ALL'INCROCIO		LESIONE SUL SOLAIO

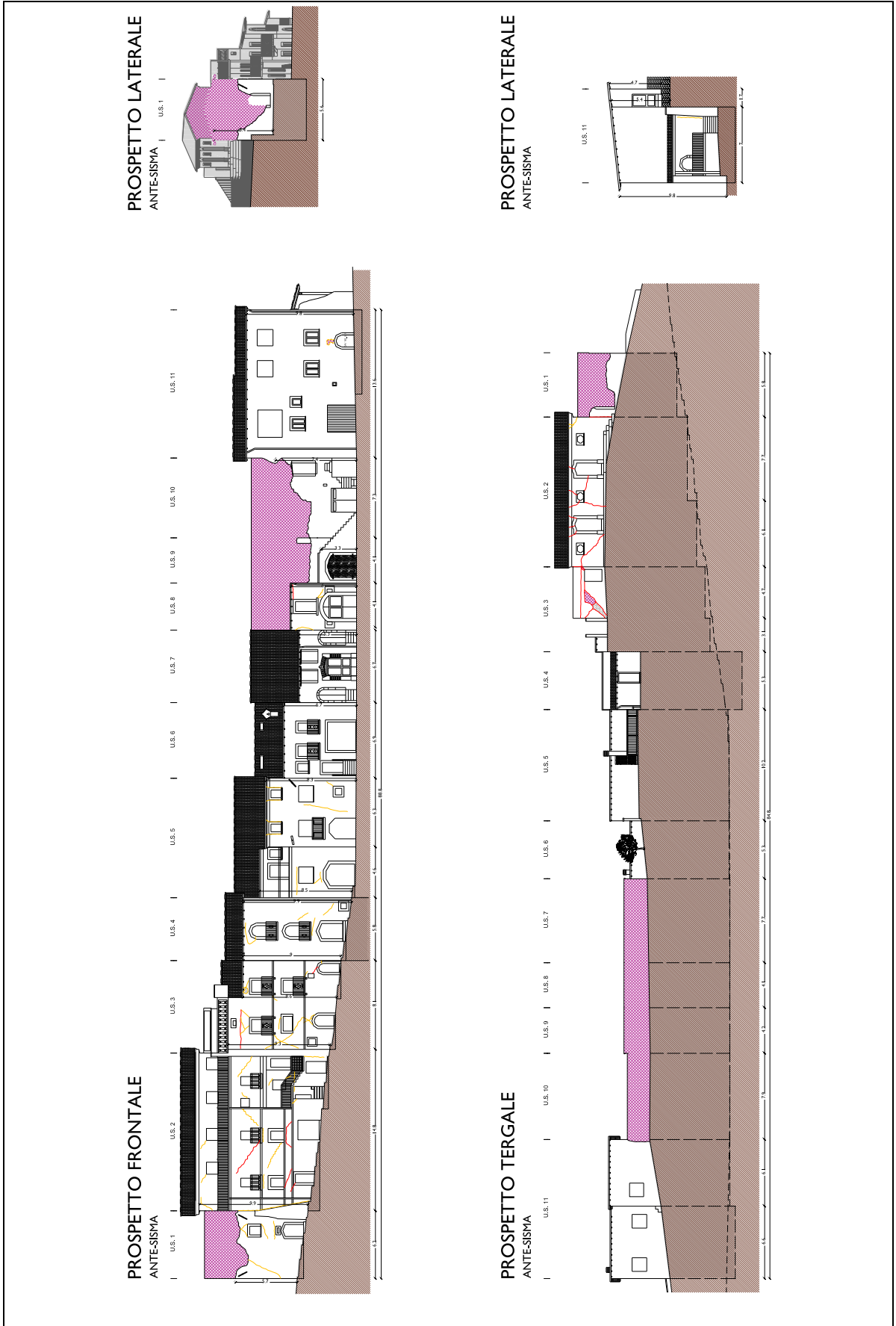
#### Legenda Prospetti

QUADRO FESSURATIVO	
	LESIONE PASSANTE
	LESIONE NON PASSANTE
	ATTIVAZIONE MECCANISMO FUORI PIANO
	DISTACCO INTONACO
	CROLLO
	INTONACO ARMATO PREESISTENTE



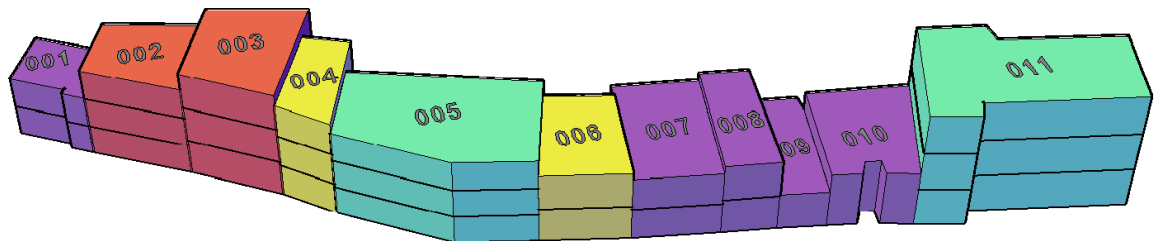












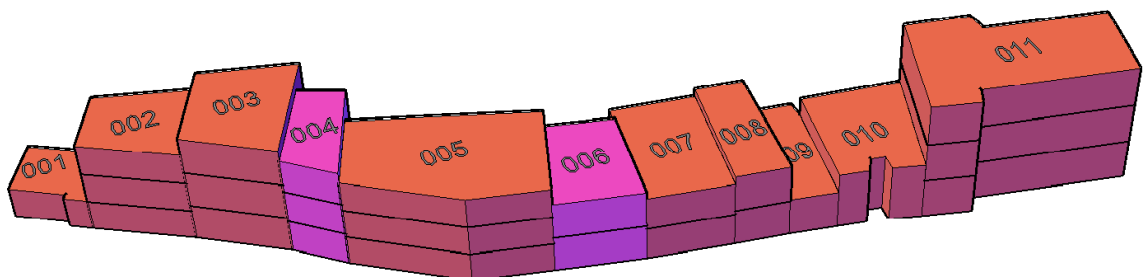
Livello di Danno
<b>D0</b> = assenza danno
<b>D1</b> = lesioni capillari in pochissime pareti, caduta di porzioni di intonaco, caduta sporadica di rivestimenti.
<b>D2</b> = lesioni in molte pareti, cadute di grosse parti d'intonaco, collasso parziale dei comignoli.
<b>D3</b> = lesioni ampie ed estese nella maggior parte delle pareti, caduta di tegole e comignoli collasso di singoli elementi non strutturali, ribaltamento di singoli pannelli di tamponature
<b>D4</b> = collassi significativi di pareti, collasso strutturale parziale di coperture e solai.
<b>D5</b> = crollo

LIVELLO DI DANNO	
	D0
	D1
	D2
	D3
	D4
	D5
	NR (non rilevato)



Agibilità
<b>A</b> = Edificio agibile
<b>B</b> = Edificio temporaneamente inagibile (ma agibile con provvedimenti di pronto intervento)
<b>C</b> = Edificio parzialmente inagibile
<b>D</b> = Edificio temporaneamente inagibile (da rivedere con approfondimento)
<b>E</b> = Edificio inagibile
<b>F</b> = Edificio inagibile per rischio esterno

AGIBILITA'	
	A
	B
	C
	D
	E
	F
	NR (non rilevato)



**DESCRIZIONE DEL LIVELLO DI DANNO**

**Prospetti**

*Prospetto frontale (Via San Giovanni)*



*Prospetto frontale (Via San Giovanni)*



*Prospetto frontale (Via Diaz)*



*Prospetto frontale (Via Diaz)*



*Prospetto laterale sinistro*



*Prospetto laterale destro*



*Prospetto tergale*



*Prospetto tergale*



## US 1

*Prospetto frontale*

Lesioni diffuse nel piano e crollo parziale dei muri perimetrali.

*Interni secondo piano*

Crollo totale dei tutti i solai.

L'US1 ha subito crolli su gli ultimi due livelli, nonostante la presenza di catene metalliche disposte al secondo piano fuori terra. Da una analisi delle macerie e dello stato fessurativo, non si riesce a individuare un possibile meccanismo di ribaltamento o espulsione., probabilmente il collasso è avvenuto per disgregazione dei pannelli murari.

## US 2

*Prospetto frontale*

Fessurazione a taglio scorrimento sul pannello di maschio

*Prospetto tergale*

Fessurazione nel piano

*Interni primo piano*

Lesioni diffuse nella parete

*Interni secondo piano*

Lesione passante a taglio scorrimento nel pannello murario del secondo piano

L'US2 ha subito il crollo parziale dell'ultimo livello, realizzato probabilmente per sopraelevazione dell'esistente. I livelli sottostanti realizzati in blocchi di calcestruzzo hanno subito gravi danni nel piano, con fessurazione diagonale diffusa su tutte le pareti, ma nessun meccanismo si è attivato.

US 3

*Prospetto frontale*



Lesioni sull'architrave.

*Interni secondo piano*



Fessurazione diffusa del pannello murario con crollo localizzato della muratura.

*Interni secondo piano*



Fessurazione del pannello di fascia

*Interni secondo piano*



Lesioni diagonali nel piano.

Come l'US2, anche l'US3 ha subito gravi danni con fessurazione su tutte le pareti, anche se è ancora garantita la portanza per carichi verticali.



## US 4

*Interni piano terra*

Lesioni sull'architrave della porta di ingresso.

*Interni secondo piano*

Leggera lesione all'incrocio dei muri.

L'US4 ha subito poca prima dell'evento sismico una ristrutturazione completa, gli interventi hanno riguardato per lo più caratteri di tipo architettonico, ma nell'occasione sono state realizzate solette di ripartizione su tutti i solai, ancorate alle pareti perimetrali e il rifacimento degli intonaci con rimozione della parte superficiale di malta interstiziale. L'unità, nonostante la sua altezza, non ha subito danni rilevanti, sono presenti solo alcune fessure in corrispondenza delle aperture o all'incrocio dei muri.

US 5

*Interni piano terra*



Distacco di intonaco e lesioni sulle volte in spessore.

*Interni primo piano*



Fessurazione delle volte in foglio.

*Interni primo piano*



Leggera fessurazione sub orizzontale.

*Interni primo piano*



Distacco di intonaco e leggera fessurazione diffusa sulle pareti.

L'US5 ha subito danni diffusi ma nessuna zona risulta gravemente compromessa, le lesioni sono di carattere superficiale. La presenza di catene metalliche e il numero elevato di maschi murari rispetto alla superficie coperta ha scongiurato danni più gravi.

## US 6

Interni piano terra



Leggera lesione diagonale sulla parete contro terra.

Interni primo piano



Assenza di lesioni apprezzabili nei piani primo e secondo.

L'US6 costituisce senza dubbio l'unità con maggior resistenza di tutto l'aggregato. È stata recentemente sottoposta a una ristrutturazione globale di carattere architettonico e strutturale. Le murature del pian terreno sono costituite da pareti in muratura di pietrame, ad eccezione di quella posta sul prospetto frontale, realizzata in calcestruzzo non armato (o debolmente armato). Il solaio del pian terreno realizzato con volta in spessore è stato rinforzato all'estradosso con una cappa armata con rete elettrosaldata risvoltata e ancorata sui muri perimetrali. La parete del piano superiore che costituisce il prospetto frontale è costituita da blocchetti di calcestruzzo ed è stato realizzato un cordolo di calcestruzzo in corrispondenza del solaio del piano superiore. Le restanti pareti in murature sono state rinforzate tramite l'applicazione di betoncino armato. Dal rilievo del quadro fessurativo non sono emersi danni alle strutture, soltanto alcune fessure superficiali, fisiologiche del movimento avvenuto a causa del sisma.

## US 7

Interno piano terra e primo



Crollo di parte del solaio che poggiava sulla volta e rottura del tramezzo che lo caricava in chiave.

Interni primo piano



Crollo totale del pannello murario di sinistra, probabilmente già danneggiato prima del sisma.

L'US7 utilizzata come rimessa agricola versava in pessimo stato di conservazione, era stata realizzata una tamponatura in mattoni forati in falso sulla volta sottostante e la parte a confine con l'US8 aveva già subito crolli parziali, per tale motivo erano stati inseriti appoggi provvisori a sostegno delle travi di copertura. In seguito al sisma parte della volta è crollata, provocando il collasso della tamponatura superiore e la parete perimetrale già lesionata è totalmente collassata.

US 8

*Prospetto frontale*



Lesione orizzontale dovuta alla spinta della copertura. Principio di ribaltamento

*Vista tergale*



Crollo totale della copertura.

*Interni piano terra*



Cedimento della volta a botte

*Interni piano terra*



Espulsione intradosso e lesioni diffuse nella parete

L'US8 presenta diverse lesioni nella volta al pian terreno, già ammalorata a causa di infiltrazioni di umidità. Si è verificato anche il crollo totale della copertura in legno, con conseguente principio di ribaltamento della parete di primo piano

## US 9

*Interni piano terra*

Crollo per disgregazione del pannello murario destro.

*Interni piano terra*

Spanciamento della muratura.

## US 10

*Prospetto frontale*

Crollo dei muri perimetrali.

*Prospetto tergale*

Crollo totale dei solai e della copertura.

Sia l'US9 che l'US10 versavano già in pessime condizioni nella condizione ante-sisma, il pian terreno di entrambe le unità era coperto da volte in spessore, mentre il piano superiore costituito da pareti in muratura e copertura in legno presentava già crolli parziali dovuti all'età e all'assenza di manutenzione. Tutto il livello superiore ha subito a causa dell'evento sismico un crollo totale, coinvolgendo anche parte della parete in comune con l'US11.

US 11	
<p><i>Prospetto tergale</i></p>  <p>Crollo del paramento esterno della muratura.</p>	<p><i>Interni secondo piano</i></p>  <p>Assenza di lesioni apprezzabili all'interno della struttura.</p>

L'US11 ha subito una ristrutturazione completa con sopraelevazione prima dell'evento sismico. L'unità prima della ristrutturazione constava di un piano fuori terra nella parte sinistra e due piani fuori terra nella destra. È stata realizzata una parete in blocchi di calcestruzzo nella parte sinistra al primo piano ed è stata effettuata una sopraelevazione di tutta l'unità con blocchi in Poroton. Sono stati realizzati cordoli perimetrali al primo e secondo piano, rinforzi con betoncino armato delle pareti esistenti e con cappa armata sia all'estradosso che all'intradosso delle volte al pian terreno. L'unica parte dell'unità ad aver subito danni a causa del sisma è la parete di confine con l'US10, nella quale si è avuto la disgregazione del paramento esterno, non perdendo per questo la sua capacità portante.

### 3.5 Piano di demolizione

In seguito alla campagna di rilievo su tutto il paese è stato redatto in accordo con le autorità locali e con i proprietari un piano di demolizione dell'intero centro abitato. L'individuazione delle unità da demolire ha seguito un approccio multidisciplinare, il fattore di scelta primario è stato naturalmente il livello di danno subito dalla struttura, si è cercato di valutare caso per caso se fosse o meno conveniente da un punto di vista esecutivo ed economico la ristrutturazione dello stesso piuttosto all'abbattimento e ricostruzione. Lavorando su edifici in aggregato la scelta non ha potuto non tenere conto delle condizioni delle unità adiacenti, valutando anche l'aspetto della cantierizzazione dell'opera rispetto alle esigenze delle unità limitrofe.

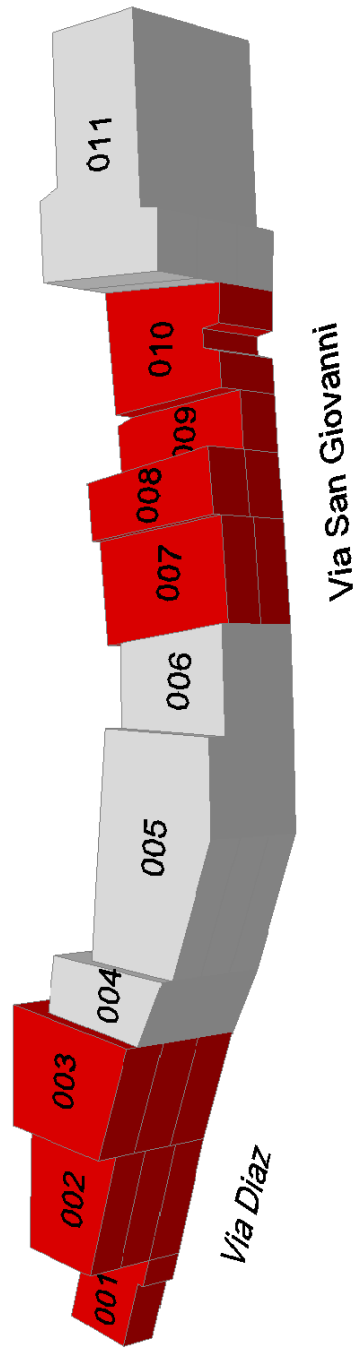
Altro aspetto di fondamentale importanza per la redazione del piano è stata una valutazione architettonica delle unità, nel caso di strutture con una particolare valenza artistica, storica o architettonica si è cercato ove possibile di prediligere la ristrutturazione conservativa, rispetto alla nuova costruzione.

Ultimo parametro di decisione in ordine ma non in importanza è stata la volontà dei proprietari; in seguito al trauma patito alcuni di loro hanno espresso la propria riluttanza a tornare ad abitare in abitazioni così gravemente danneggiate, anche se queste venissero sanate. Altri invece scartavano a priori l'ipotesi di demolizione e ricostruzione, perché legati da valore affettivo alla propria abitazione. Quando da un punto di vista tecnico la scelta tra demolizione o risanamento è risultata analoga in termini di costi e convenienza, allora si è cercato di esaudire le scelte dei proprietari.

Si riporta di seguito l'individuazione delle unità da demolire per l'aggregato in esame.



### PIANO DELLE DEMOLIZIONI



Legenda :

- da demolire
- da recuperare
- da verificare

## 4 STIMA DELLE AZIONI DI CALCOLO

---

### 4.1 Azioni statiche

L'analisi dei carichi e le azioni statiche che interessano ogni unità strutturale verranno affrontate di volta in volta nei capitoli di pertinenza. In particolare le azioni in combinazione sismica verranno calcolate nel §6 dei Meccanismi di collasso, mentre le azioni per gli stati limite ultimi verranno calcolate nel §5 dove tratteremo delle Verifiche statiche.

### 4.2 Azione del vento

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. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione del vento per unità di superficie viene determinata con l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove

$p$  è la pressione del vento

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  è il coefficiente di forma

$c_d$  è il coefficiente dinamico, assunto unitario nel caso in esame

### Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento  $v_b$  caratterizza la ventosità della zona ove sorge la costruzione. Essa è definita come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo  $T = 10$  minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità  $z_0 = 0.05\text{m}$  (II categoria di esposizione), riferito a un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s < 1500\text{m} \end{aligned}$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti dalla normativa NTC2008 cap.3.3.2, Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone ove sorge la costruzione

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

L'aggregato in esame è ubicato a Castelnuovo frazione del comune di San Pio delle Camere in provincia dell'Aquila nella regione Abruzzo ad un'altitudine  $a_s$  di 830m s.l.m., quindi il valore della velocità base di riferimento  $v_b$  è quello relativo alla Zona 3 riportato di seguito:

$$\begin{aligned} v_{b,0} &= 27 \text{ m/s} & a_0 &= 500\text{m} & k_a &= 0.020\text{s}^{-1} \\ v_b &= 27 + 0.02(830 - 500) = 33.6 \text{ m/s} \end{aligned}$$

### Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $\text{N/m}^2$ ) è data dall'espressione

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in  $\text{m/s}^2$ )

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

Da tale espressione otteniamo il valore di

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 33.6^2 = 705.6 \text{ N/m}^2$$

### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove:

$k_r, z_0, z_{min}$  sono assegnati in funzione della categoria di esposizione ove sorge la costruzione

$c_t$  è il coefficiente di topografia, assunto unitario nel caso in esame

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata tramite l'individuazione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno

CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO	DESCRIZIONE
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa			500m	750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE DEL SITO	$k_r$	$z_0[m]$	$z_{min}[m]$
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

L'aggregato oggetto di studio presenta unità strutturali con altezza fino a 16.10m perciò per quote superiori a  $z_{min}$  è necessario valutare il coefficiente di esposizione e di conseguenza la pressione del vento punto per punto.

$$c_e(z) = 0.22^2 \cdot \ln(z/0.3)[7 + \ln(z/0.3)] \quad \text{per } z \geq 8m$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < 8m$$

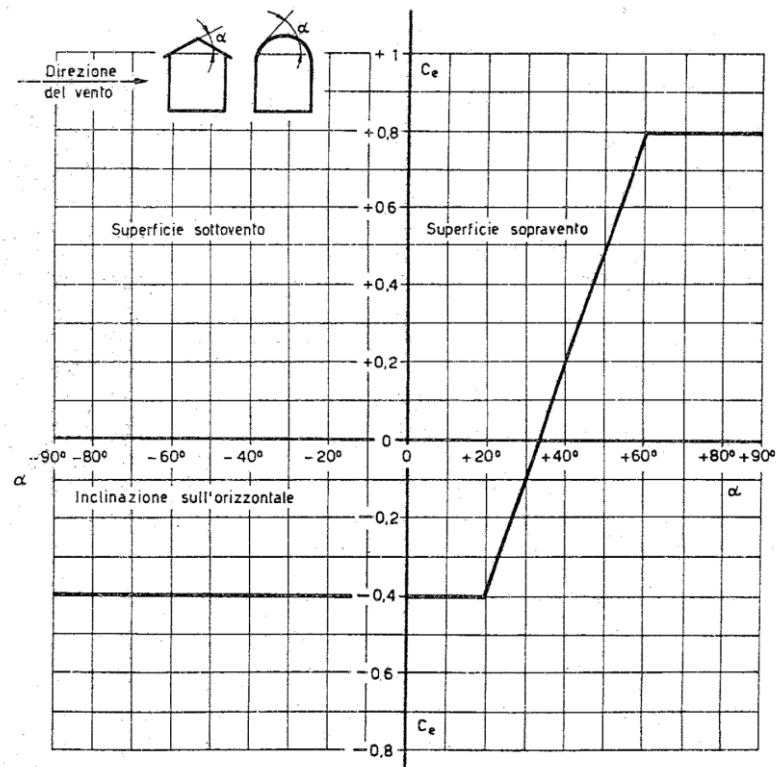
### Coefficiente di forma

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà (con  $\alpha$  espresso in gradi):

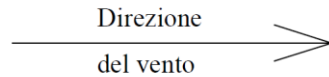
- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ ,  $c_{pe} = +0.8$

- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $20^\circ < \alpha < 60^\circ$ ,  $c_{pe} = +0.03\alpha - 1$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$  e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente)  $c_{pe} = -0.4$

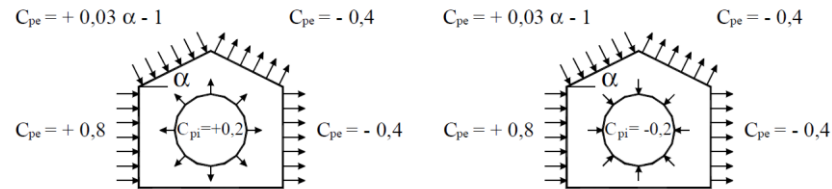


Per la valutazione della pressione interna si assumerà (scegliere il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole):

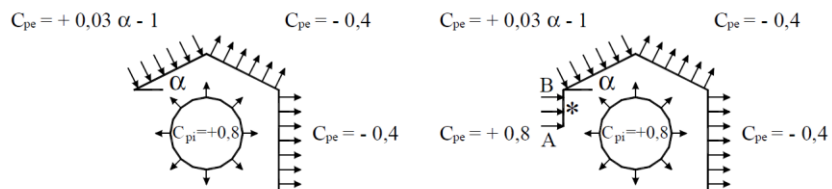
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale:  $c_{pi} = \pm 0.2$
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:  $c_{pi} = +0.8$  quando la parete aperta è sopravento,  $c_{pi} = -0.5$  quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;
- per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:  $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1.2$  per gli elementi normali alla direzione del vento,  $c_{pi} = \pm 0.2$  per i rimanenti elementi.



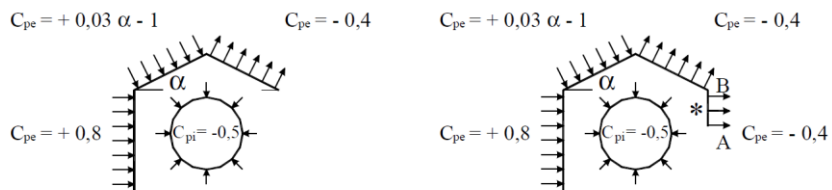
Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie < 33 % di quella totale



Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie ≥ 33 % di quella totale



\* Per l'elemento AB:  $C_{pi} = -0,2$



\* Per l'elemento AB:  $C_{pi} = +0,2$

Nel caso in esame per valutare l'azione sui pannelli murari e sulle coperture adotteremo lo schema di costruzione con aperture di superficie < 33% rispetto a quella totale.

Per le coperture l'inclinazione  $\alpha$  delle stesse è variabile, perciò il valore della pressione agente verrà calcolato di volta in volta ove necessario.

L'azione del vento sui pannelli verticali ( $\alpha = 90^\circ$ ) sopravvento e sottovento, invece, può essere calcolata direttamente. Per le pareti direttamente investite dal vento verrà adottato un coefficiente di forma:

$$\begin{cases} c_{pe} = +0.8 \\ c_{pi} = -0.2 \end{cases} \Rightarrow c_p = +1$$

Mentre per quelle sottovento

$$\begin{cases} c_{pe} = -0.4 \\ c_{pi} = +0.2 \end{cases} \Rightarrow c_p = -0.6$$

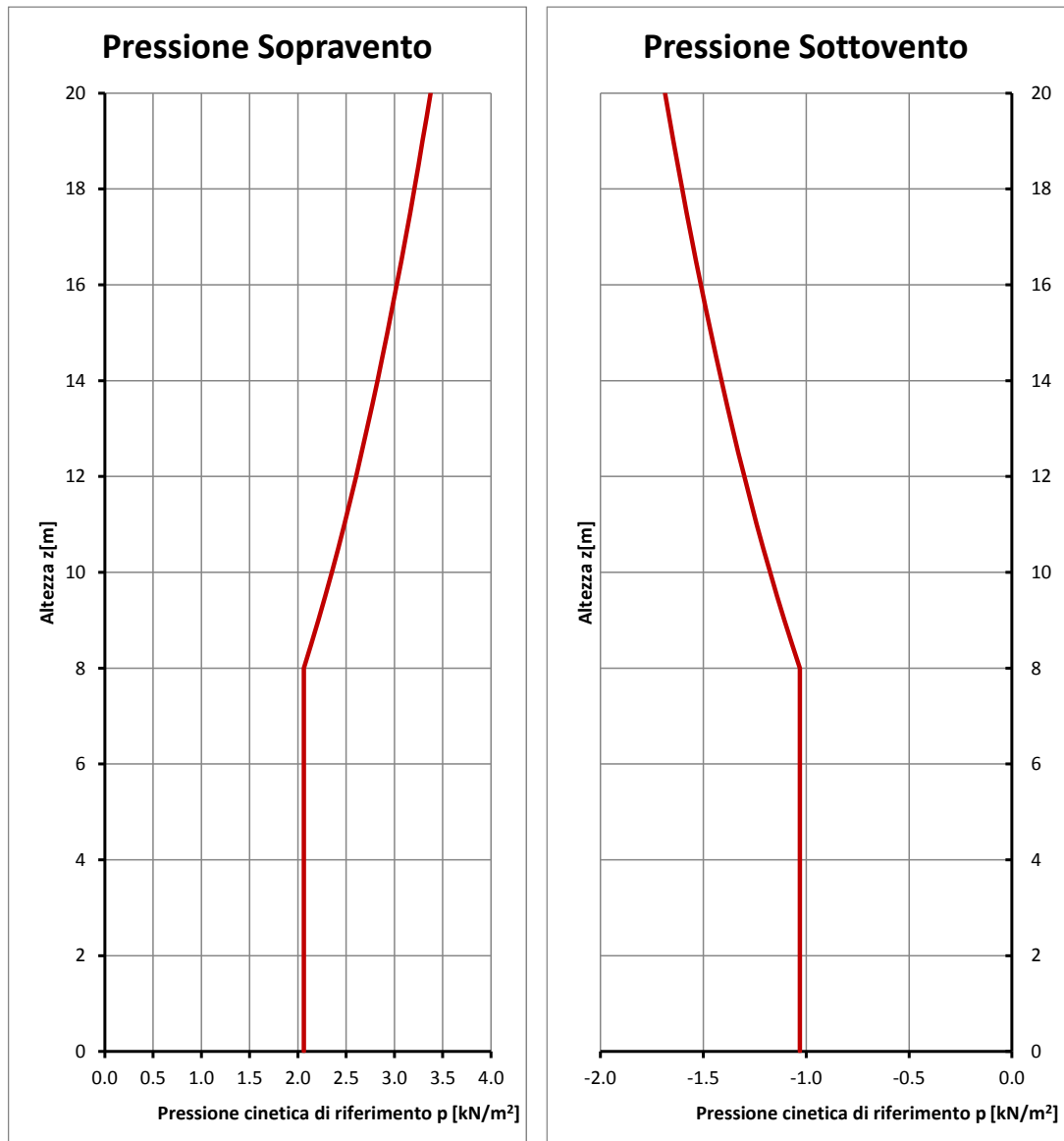
### Pressione del vento

La pressione del vento è stata calcolata per pareti sopravento (direttamente investite dall'azione del vento) e sottovento, in funzione della quota da terra dell'elemento.

QUOTA [m]	COEFFICIENTE ESPOSIZIONE	PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO	
		SOPRAVENTO [kN/m <sup>2</sup> ]	SOTTOVENTO [kN/m <sup>2</sup> ]
0.0	3.65	2.58	-1.55
0.5	3.65	2.58	-1.55
1.0	3.65	2.58	-1.55
1.5	3.65	2.58	-1.55
2.0	3.65	2.58	-1.55
2.5	3.65	2.58	-1.55
3.0	3.65	2.58	-1.55
3.5	3.65	2.58	-1.55
4.0	3.65	2.58	-1.55
4.5	3.65	2.58	-1.55
5.0	3.65	2.58	-1.55
5.5	3.65	2.58	-1.55
6.0	3.65	2.58	-1.55
6.5	3.65	2.58	-1.55
7.0	3.65	2.58	-1.55
7.5	3.65	2.58	-1.55
8.0	3.65	2.58	-1.55
8.5	3.79	2.67	-1.60
9.0	3.92	2.77	-1.66
9.5	4.04	2.85	-1.71
10.0	4.17	2.94	-1.76
10.5	4.28	3.02	-1.81
11.0	4.40	3.10	-1.86
11.5	4.50	3.18	-1.91
12.0	4.61	3.25	-1.95
12.5	4.71	3.33	-2.00
13.0	4.81	3.40	-2.04
13.5	4.91	3.46	-2.08
14.0	5.00	3.53	-2.12
14.5	5.10	3.60	-2.16
15.0	5.18	3.66	-2.20
15.5	5.27	3.72	-2.23
16.0	5.36	3.78	-2.27
16.5	5.44	3.84	-2.30



Si riportano i grafici per la pressione cinetica di riferimento:



### 4.3 Azione della neve

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente. L'altitudine di riferimento  $a_s$  e la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura,

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [ $kN/m^2$ ], riferito per un periodo di ritorno di 50 anni;

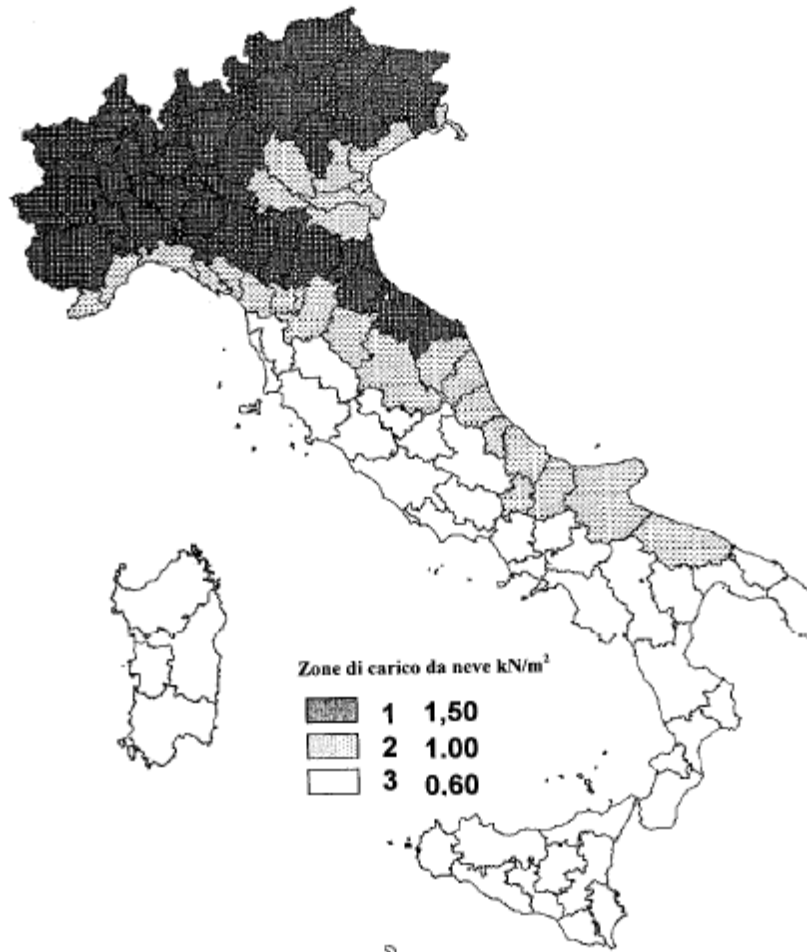
$C_E$  è il coefficiente di esposizione

$C_t$  è il coefficiente termico

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

### Carico neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.



L'aggregato in esame è ubicato a Castelnuovo frazione del comune di San Pio delle Camere in provincia dell'Aquila nella regione Abruzzo ad un'altitudine di 830m s.l.m., quindi il valore caratteristico del carico neve al suolo è quello relativo alla Zona III riportato di seguito:

$$q_{sk} = 0.51[1 + (a_s/481)^2] = 2.03 \text{ kN/m}^2$$

### Coefficiente di esposizione

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

In base alla tabella seguente si assumerà un valore  $C_E$  pari a 1.0.

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

### Coefficiente termico

Il coefficiente termico  $C_t$  può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. Non avendo dati specifici sul tipo di materiale utilizzato per l'isolamento termico della copertura, si assumerà un valore unitario.

### Coefficiente di forma

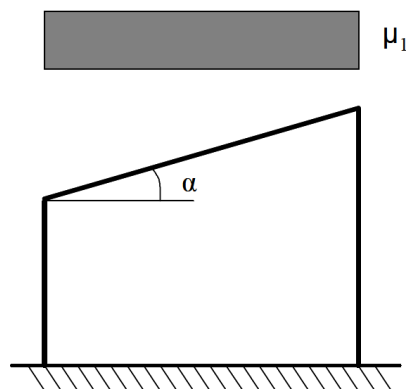
Per la determinazione del coefficiente di forma devono essere considerate la tipologia e l'inclinazione della copertura delle unità strutturali. Nell'aggregato sono presenti coperture sia a una falda che a due falde, con un angolo  $\alpha$  formato dalla falda con l'orizzontale sempre minore di  $30^\circ$ . Il coefficiente di forma  $\mu_1$  per cui può essere assunto pari a:

$$\mu_1 = 0.8$$

#### Copertura a una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione riportata in Figura, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.



In questo caso, il carico neve in copertura, può essere determinato in modo univoco, in quanto il coefficiente di forma è indipendente dall'angolo  $\alpha$

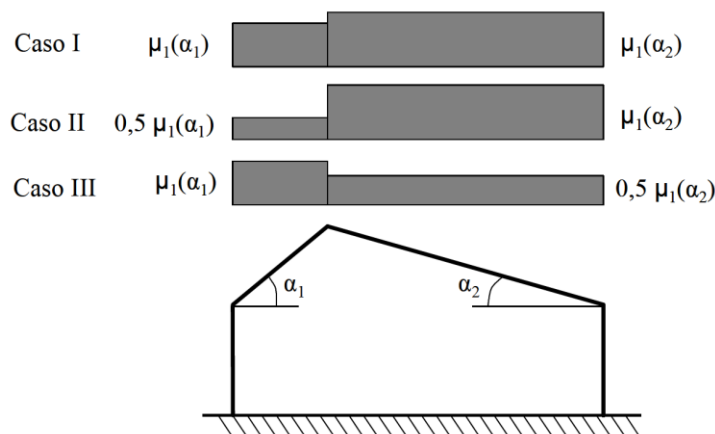
$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \cdot 2.03 \cdot 1 \cdot 1 = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

### Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Figura.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* riportate in Figura



In questo caso, il carico neve in copertura, non può essere determinato in modo univoco e dovrà essere calcolato di volta in volta, in funzione dell'inclinazione di falda dell'unità in esame e del caso di analisi (con o senza vento)

## 4.4 Azione sismica

Il modello di riferimento per il moto sismico del suolo è dato dallo spettro di risposta elastico. Fissato un certo smorzamento, lo spettro di risposta è definito come la funzione che fornisce la massima risposta di un oscillatore elastico elementare in corrispondenza di un dato valore del periodo fondamentale.

Tale risposta viene generalmente espressa in termini di spostamenti  $S_d$ , di pseudovelocità  $S_v$  o di pseudo accelerazioni  $S_a$ .

La normativa indica i casi in cui deve essere obbligatoriamente considerata l'azione sismica verticale (NTC2008 §7.2.1). La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8m), elementi a mensola di luce superiore a 4m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4.

Dal momento che gli edifici in esame non presentano nessuna delle caratteristiche elencate, sono state considerate le sole componenti orizzontali dell'azione sismica.

Il moto del suolo risulta quindi composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta orizzontale ricavato come di seguito.

### 4.4.1 Individuazione della pericolosità del sito

Per la determinazione dei parametri spettrali  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  si sono utilizzate le tabelle riportate in allegato con la NTC2008. A tal fine sono necessarie le coordinate del sito di interesse. Il ministero delle infrastrutture fornisce anche un software per il calcolo automatico di tali parametri inserendo il comune di interesse. Il significato di tali parametri è:

1.  $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
2.  $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale. quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2
3.  $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tramite l'immissione delle coordinate dell'aggregato 8800163 si rivano i parametri voluti

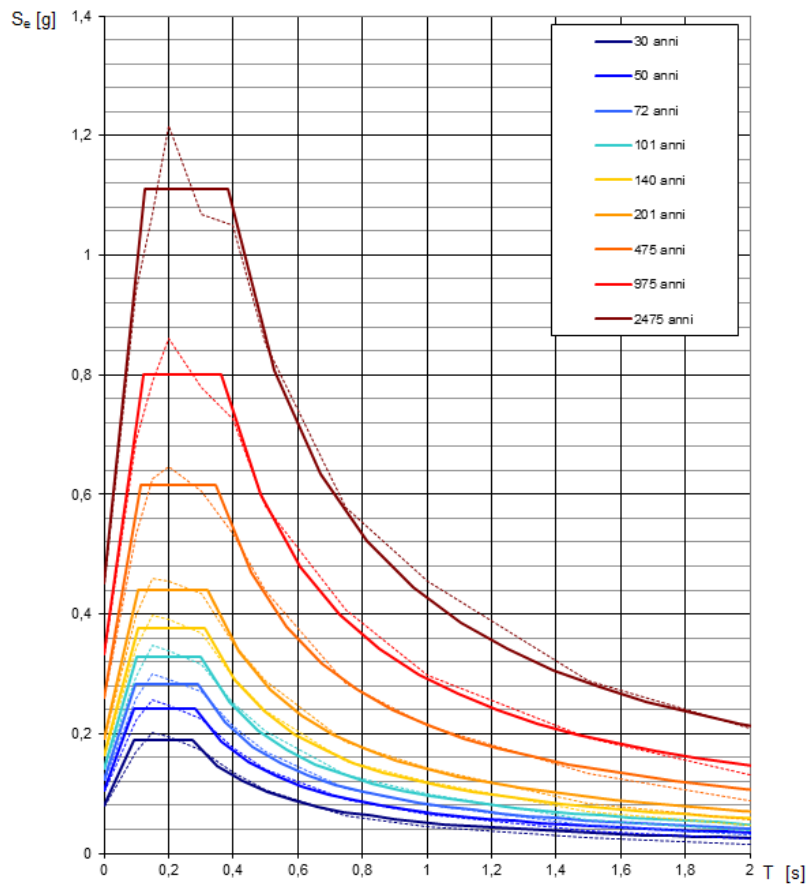
CASTENUOVO, SAN PIO DELLE CAMERE (AQ)	
AGGREGATO 8800163	
LATITUDINE	13° 37' 43"
LONGITUDINE	42° 17' 39"

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,079	2,389	0,274
50	0,104	2,331	0,282
72	0,122	2,317	0,291
101	0,142	2,302	0,298
140	0,164	2,302	0,311
201	0,190	2,316	0,320
475	0,260	2,366	0,348
975	0,334	2,402	0,365
2475	0,452	2,459	0,384

Tramite questi valori è possibile calcolare i periodi  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  che separano i vari rami dello spettro.

Si riportano gli spettri di risposta elastici relativi al sito analizzato per i vari tempi di ritorno.

**Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**



Con linea continua si indicano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati

#### 4.4.2 Scelta della strategia di progettazione.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Dove:

$V_N$  è la vita nominale di un'opera strutturale intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata in tabella:

TIPI DI COSTRUZIONE	VITA NOMINALE - $V_N$ in anni
Opere provvisorie - strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
Opere ordinarie, ponti, opere di importanza normale	$\geq 50$
Opere di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Nel caso in esame la vita nominale assunta è pari a 50 anni.

Mentre il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1	1.5	2

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in quattro classi d'uso. L'edificio in esame ricade in classe II così definito da normativa:

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Quindi si ha

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

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.



Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

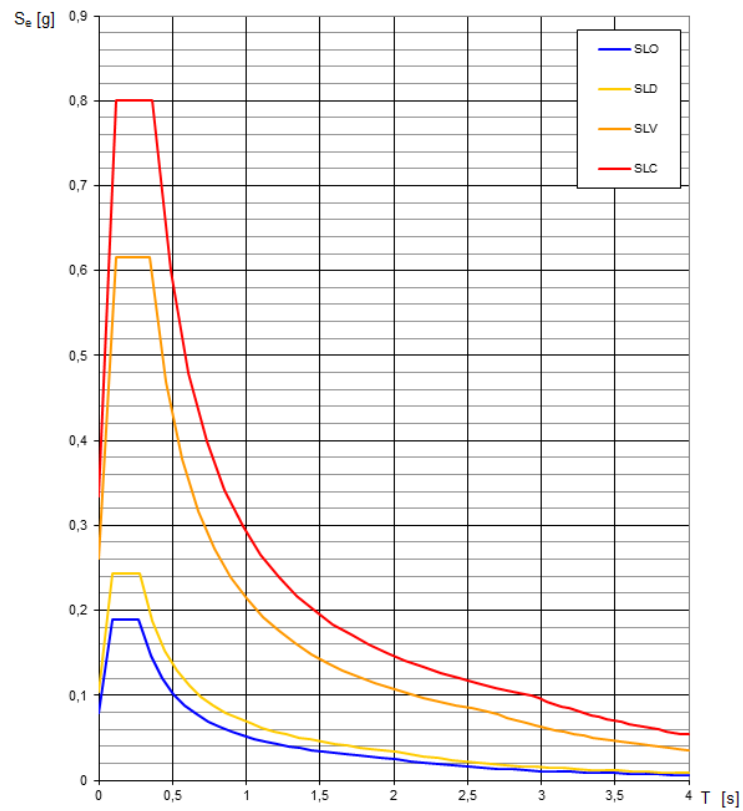
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

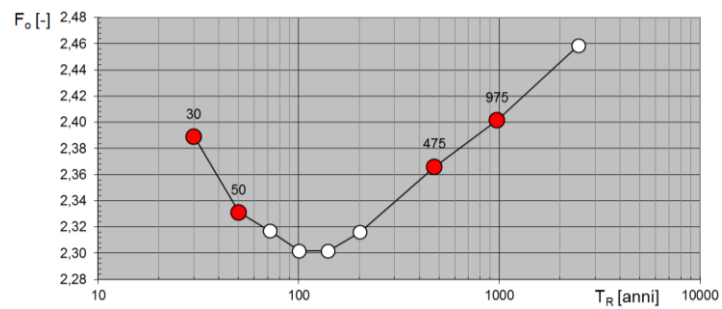
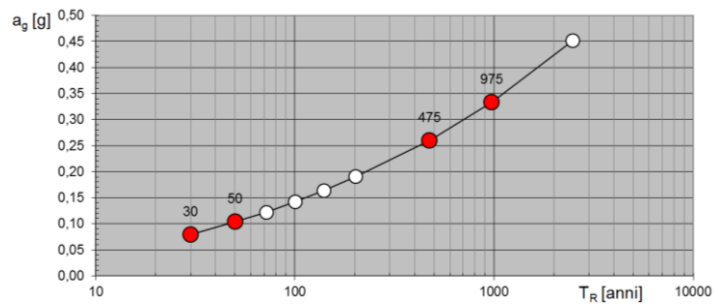
STATI LIMITE		$P_{V_R}$ PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO IN $V_R$	VALORI IN ANNI DEL PERIODO DI RITORNO $T_R$
STATI LIMITE DI ESERCIZIO	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
STATI LIMITE ULTIMI	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

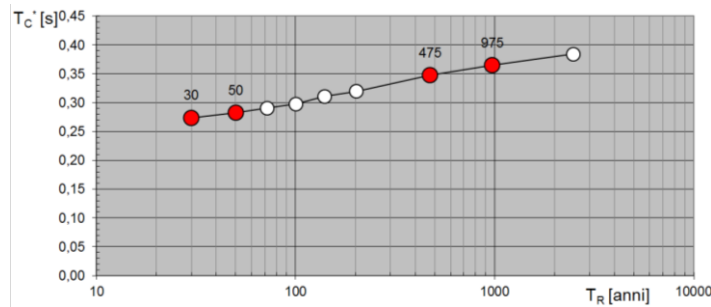
Si riportano gli spettri di risposta di riferimento per i quattro stati limite considerati:

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori di progetto dei parametri spettrali  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  in funzione del periodo di ritorno





La normativa prescrive che il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD; nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate in normativa e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Oltre che in base alla zona sismica considerata, la definizione dello spettro di risposta viene effettuata in funzione della stratigrafia e della topografia del terreno.

#### 4.4.2.1 Categoria del sottosuolo

In funzione del tipo di terreno presente al di sotto della struttura potrebbe verificarsi una modifica della risposta sismica locale. La normativa schematizza i terreni in 4 categorie.

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360m/s e 800 m/s
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180m/s e 360 m/s
D	Depositi di terreni a grana scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180m/s
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800m/s$ )

Da indagini geologiche eseguite nei pressi dell'aggregato oggetto di studio è possibile ricavare i parametri necessari per una corretta classificazione del sottosuolo. Si riporta di seguito le prove eseguite come riportate in relazione.

Nel sito al di sotto di uno strato superficiale (4,8m) il sondaggio S1 ha intercettato materiali limosi argilloso-sabbiosi di colore marrone, contenenti diversi frammenti calcarei, e ghiaie fino al fondo foro(15m). Dal sondaggio S2 dopo uno strato superficiale (2 m) sono stati intercettati esclusivamente limi argillosi bianchi fino alla profondità di 15 m. Da qui si può dire che l'area è caratterizzata dalla presenza nel sottosuolo di due formazioni geologiche:

1. *Limi calcarei bianchi*
2. *Ghiaie.*

Per i limi calcarei bianchi sono state fatte delle prove penetrometriche (CPT), escludendo i primi 1-1.5 m superficiali, fino ad una profondità di 6.60m.

Queste prove hanno definito con buona approssimazione i seguenti valori indicativi dei principali parametri geotecnici:

- Natura prevalente                      Coesiva
- Peso di volume                           $20 \text{ t/m}^3$
- Coesione non drenata                 $3,0 \text{ kg/cm}^2$
- Modulo EED                                 $136 \text{ kg/cm}^2$

Dai risultati ottenuti nelle prove CPT risulta che le proprietà geomeccaniche dei terreni aumentano con la profondità e la compressibilità è bassa per l'elevato grado di sovra consolidazione.

Per le ghiaie, costituite da ciottoli di piccola dimensione immersi in più o meno abbondante matrice limosa-argillosa, dalle prove effettuate in situ si è riscontrato un'elevata resistenza alla penetrazione ( $N > 50$  a metri 6 e 12 di profondità); quindi un elevato grado di addensamento e notevole consistenza.

Queste prove hanno definito con buona approssimazione i seguenti valori indicativi dei principali parametri geotecnici:

- Peso di volume                           $1,9-2,0 \text{ t/m}^3$
- Angolo di attrito                         $40^\circ-45^\circ$
- Modulo di deformabilità E  $10000-15000 \text{ t/m}^2$

Per quanto riguarda il rischio sismico e quindi l'aspetto legato all'amplificazione dell'azione sismica in funzione della natura litologica è stata svolta la prova Down Hole, che ha evidenziato una discreta velocità media  $V_s$  delle onde di taglio. Infatti nella DH, eseguita nel foro di sondaggio, la  $V_{s30}$  stimata sia con il metodo diretto che con il metodo indiretto ha ottenuto valori superiori a 600 m/s.

Dal 4° metro di profondità la  $V_s$  è sempre superiore a 371m/s e va tendenzialmente ad aumentare con la profondità raggiungendo valori elevati in corrispondenza delle ghiaie.

Pertanto, utilizzando i valori di velocità e gli spessori dei sismo strati intercettati nell'area indagata, è possibile attribuire al sottosuolo la categoria C.

#### 4.4.2.2 Categoria topografica

Anche le condizioni topografiche influenzano la risposta sismica locale, per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
$T_1$	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
$T_2$	Pendii inclinazione media $i > 15^\circ$
$T_3$	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
$T_4$	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Da una analisi orografica della zona di Castelnuovo emerge che l'inclinazione media del pendio è compreso tra  $15^\circ$  e  $17^\circ$  per cui la zona topografica da noi adottata è quella  $T_2$ .

È possibile a questo punto determinare spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, da cui poi ricaveremo lo spettro di risposta di progetto.

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

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

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

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

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

dove

$T$  periodo di vibrazione

$S_e$  accelerazione spettrale orizzontale.

$S$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

Il valore di  $S$  è determinato mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T$$

Essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica; nel nostro caso con categoria suolo B e categoria topografica  $T_2$ , tali valori valgono:

$$S_S(cat. C) = 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \quad 1.00 \leq S_S(cat. C) \leq 1.50$$

$$SLD \quad S_S(cat. C) = 1.331$$

$$SLV \quad S_S(cat. C) = 1.554$$

Mentre il valore di  $S_T$  è pari a 1.2.

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

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

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale. quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

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

I periodi  $T_B, T_C, T_D$  che separano i vari rami dello spettro sono calcolati con le relazioni

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

dove

$C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, per categoria C vale:

$$SLD \quad C_C(cat. B) = 1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20} = 1.535$$

$$SLV \quad C_C(cat. B) = 1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20} = 1.487$$

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

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

### 4.4.3 Spettro di risposta elastico

Si riportano i grafici degli spettri di risposta per fattore di struttura unitario e struttura regolare in altezza.

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.104 g
$F_{o_1}$	2.331
$T_C$	0.283 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.593
$S_T$	1.200
$q$	1.000

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.260 g
$F_{o_1}$	2.366
$T_C$	0.348 s
$S_S$	1.331
$C_C$	1.488
$S_T$	1.200
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.800
$\eta$	1.000
$T_B$	0.150 s
$T_C$	0.450 s
$T_D$	2.016 s

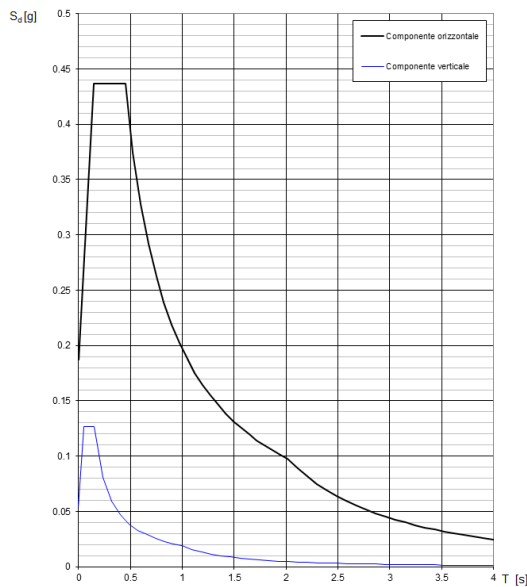
**Parametri dipendenti**

$S$	1.597
$\eta$	1.000
$T_B$	0.172 s
$T_C$	0.517 s
$T_D$	2.641 s

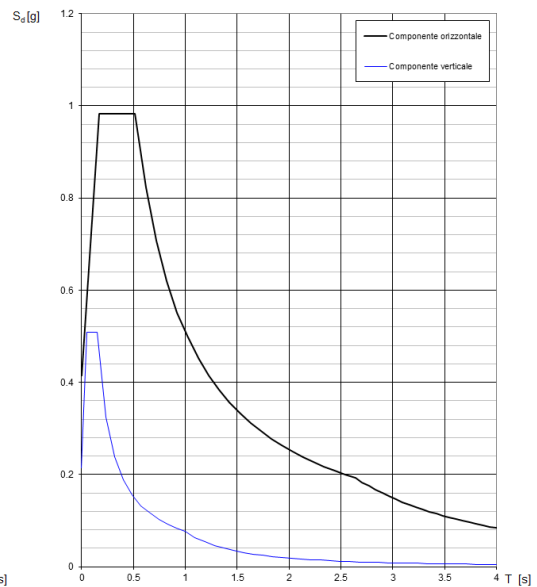
*SLD*

*SLV*

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLD



Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLV



## 5 VERIFICHE STATICHE

### 5.1 Verifica per carichi verticali

La verifica per carichi statici verticali sull'intero aggregato è stata eseguita con l'utilizzo del software "3MURI". I controlli effettuati sulle pareti riguardano

- eccentricità
- snellezza
- resistenza

#### 5.1.1 Eccentricità

Le eccentricità da considerare per le verifiche sono di tre tipi:

- Eccentricità totale dei carichi verticali
- Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione
- Eccentricità dovuta dal vento

Tali eccentricità vanno determinate con i criteri che seguono:

#### *Eccentricità totale dei carichi verticali*

È calcolata come somma di due contributi

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

$e_{s1}$  è dovuta alla eventuale posizione eccentrica del muro del piano superiore rispetto al piano medio del muro da verificare:

$e_{s2}$  è l'eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica

$$e_{s1} = \frac{N_1 \cdot d_1}{N_1 + \sum N_2}$$

$$e_{s2} = \frac{N_2 \cdot d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

$N_1$  carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso

$N_2$  reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare

$d_1$  eccentricità di  $N_1$  rispetto al piano medio del muro da verificare

$d_2$  eccentricità di  $N_2$  rispetto al piano medio del muro da verificare



Tali eccentricità sono da considerarsi positive o negative a seconda che diano luogo a momenti con verso orario o antiorario

### *Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione*

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si prescrive di tener conto di una eccentricità  $e_a$ , che deve essere assunta uguale a  $h/200$  con  $h$  altezza interna di piano espressa in cm.

$$e_a = \frac{h}{200}$$

### *Eccentricità dovuta dal vento*

Il vento viene considerato agente in direzione normale al piano della muratura. Tale eccentricità si valuta con la seguente formula:

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

dove  $M_v$  ed  $N$  sono, rispettivamente, il massimo del momento flettente dovuto alla pressione (o depressione) del vento, e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali se questi hanno interasse minore di 6m.

Le eccentricità  $e_s$ ,  $e_a$  ed  $e_v$  vanno convenzionalmente combinate tra loro secondo le due seguenti espressioni

$$e_1 = |e_s| + e_a$$

$$e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

Il valore  $e_1$  vale per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità;

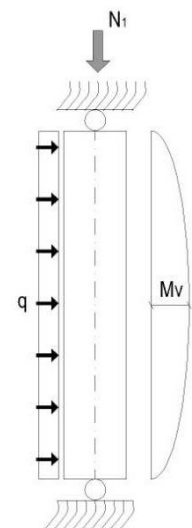
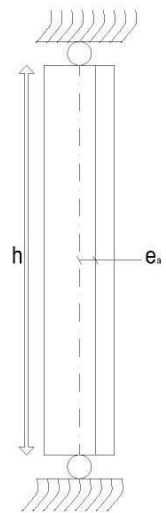
Il valore  $e_2$  vale per la verifica della sezione ove è massimo il valore di  $M$ .

I valori delle eccentricità così ricavate si utilizzano per la valutazione del coefficiente di riduzione della

resistenza  $F$ .

In ogni caso dovranno risultare :

$$e_1 \leq 0.33t$$



$$e_2 \leq 0.33t$$

L'eccentricità di calcolo non può comunque essere assunta inferiore ad  $e_a$ .

### 5.1.2 Snellezza

Si definisce snellezza convenzionale di una muratura, il rapporto  $h_0/t$  in cui:

$h_0$  lunghezza libera di inflessione del muro pari a

$$h_0 = \rho h$$

$t$  spessore del muro;

Il valore di tale rapporto non deve risultare superiore a 20 per le verifiche statiche e a 12 per poter considerare la parete come una parete portante per le azioni orizzontali.

Sono indicati con:

$h$  l'altezza interna di un piano;

$\rho$  fattore laterale di vincolo

Il fattore  $\rho$  assume il valore 1 per il muro isolato, ed i valori indicati nella sottostante tabella quando il muro senza aperture (porte o finestre) è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 20cm, e di lunghezza  $l$  non inferiore a  $0.3h$  posti ad interasse  $a$ :

$h/a$	$\rho$
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se il generico muro trasversale ha delle aperture (porte o finestre) si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando la stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno  $1/5$  dell'altezza del muro stesso; in caso contrario  $\rho = 1$ .

### 5.1.3 Resistenza

La resistenza di calcolo  $f_d$  si valuta mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui  $f_k$  è la resistenza caratteristica della muratura e  $\gamma_m$  è pari a 3.

Affinché la sezione del muro risulti verificata occorre che il carico verticale agente di calcolo  $N_d$ , rispetti la seguente condizione

$$N_d \leq \Phi \cdot f_d \cdot A$$

Dove

$N_d$  è il carico verticale agente di calcolo alla base del muro;

$A$  è l'area della sezione orizzontale del muro, al netto delle aperture;

$f_d$  è la resistenza di calcolo della muratura;

$\Phi$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del muro, dipende dall'eccentricità del carico verticale, dalla snellezza, dallo schema statico impiegato nel calcolo e dagli effetti considerati del secondo ordine.

Tale coefficiente viene ricavato dalla tabella seguente in funzione della snellezza  $h_0/t$  e dal coefficiente  $m = 6e/t$ , essendo  $t$  lo spessore del muro.

Valori di  $\Phi$  con l'ipotesi dell'articolazione (a cerniera):

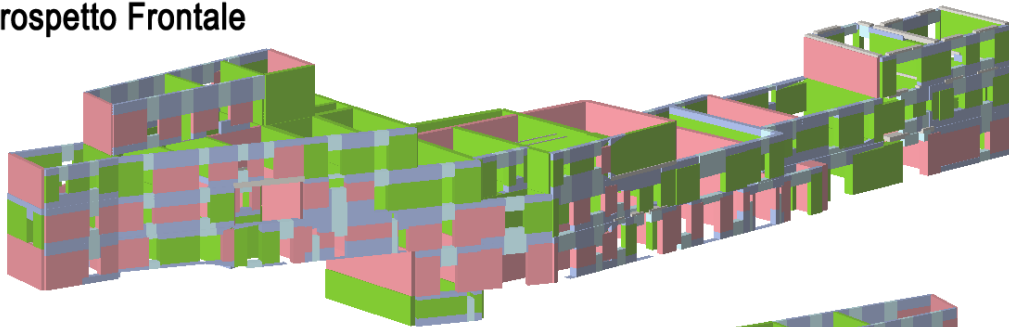
Snellezza $\lambda$	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

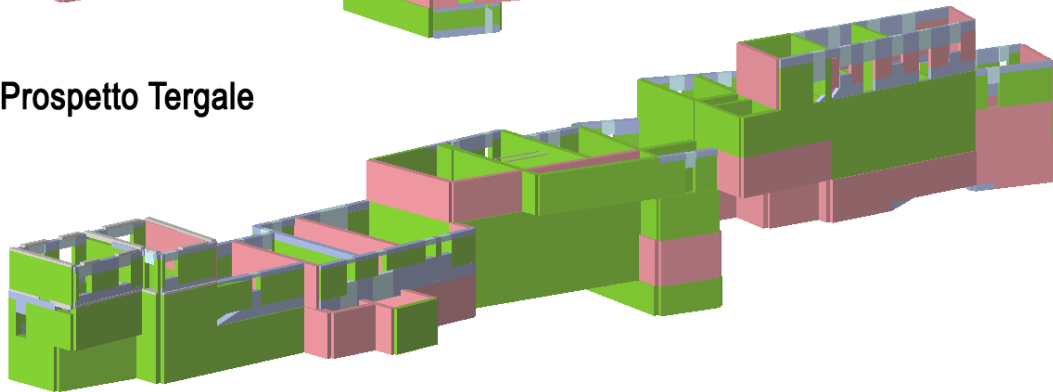
### 5.1.4 Risultati

Le verifiche descritte sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore). I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte. Si riportano sotto i risultati dell'analisi indicando in rosso i pannelli per cui almeno una delle verifiche ha dato esito negativo

**Prospetto Frontale**



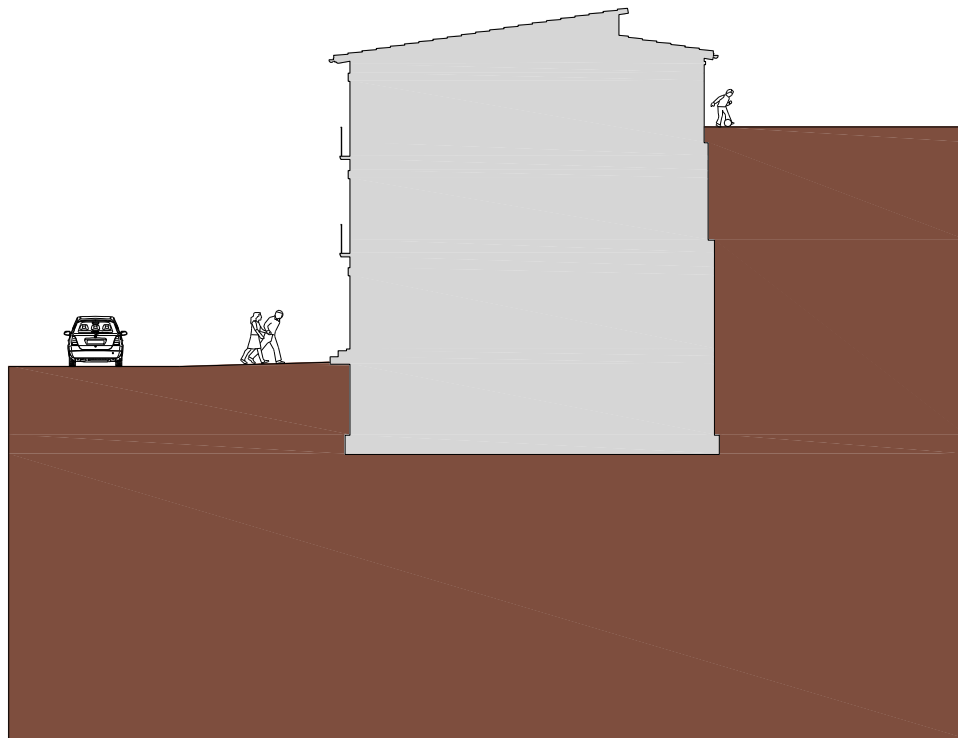
**Prospetto Tergale**



In allegato 1 si riportano i dettagli di verifica per le singole pareti.

## 5.2 Verifica dei pannelli controterra

La geomorfologia del territorio di Castelnuovo ha fatto sì che l'evoluzione del paese avvenisse per fasce concentriche al primo insediamento, il cosiddetto "Castello", situato sulla sommità del rilievo. La richiesta di nuovi spazi per l'edificazione attorno del castello ha portato alla necessità di costruire sui fianchi della collina dove, la pendenza, ha costretto alla realizzazione di una sorta di terrazzamento del pendio. Le vie di comunicazione cercano di seguire le curve di livello, mentre gli aggregati che si sviluppano parallelamente ad essi si oppongono con la loro massa alla spinta del terreno, per ricoprire il ruolo di veri e propri muri di sostegno. Normalmente il prospetto che guarda a valle è totalmente fuori terra, mentre a monte la maggior parte del prospetto risulta interrato, essendo presente un dislivello tra la quota di valle e di monte anche di 3 livelli.



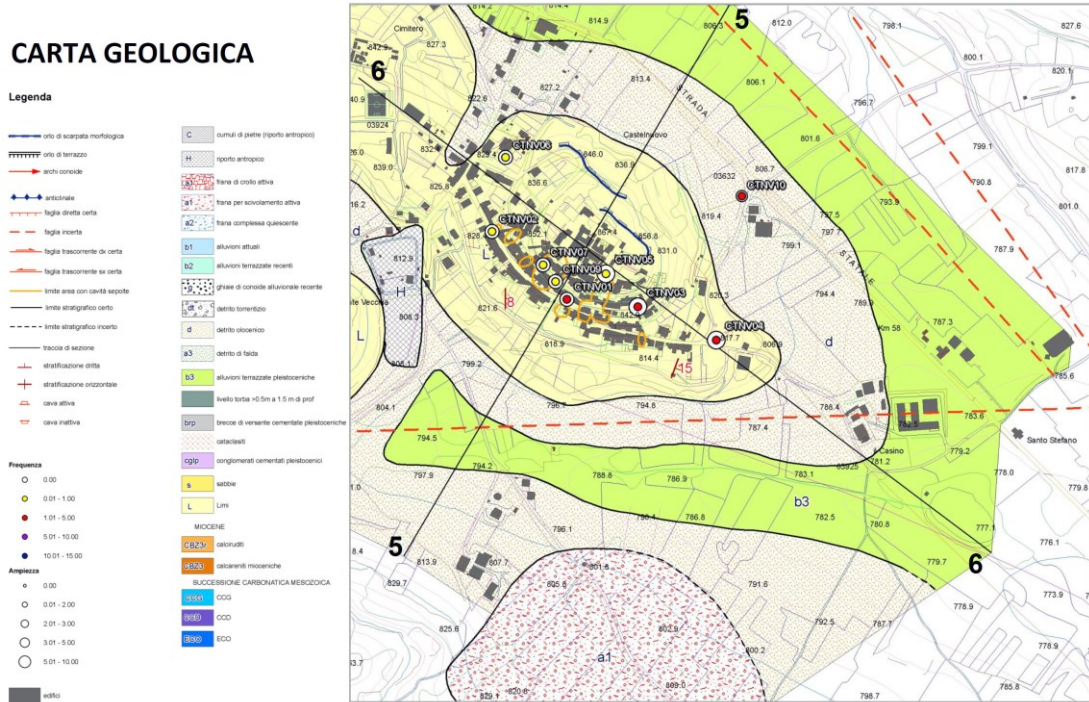
Questa caratteristica comune a gran parte degli aggregati del paese, presenta alcuni problemi strutturali da analizzare. La maggior parte dei pannelli è costituita da muratura in pietrame, con una resistenza a trazione nulla, ma la spinta del terreno va a generare dei momenti flettenti fuori piano nei pannelli murari di notevole intensità. È stata condotta una verifica di tali pannelli murari nello stato attuale per evidenziare eventuali criticità esistenti e successivamente è stata elaborata una ipotesi di intervento di recupero e consolidamento. Lo studio si è concentrato sull'unità strutturale 4, la quale presenta le condizioni più sfavorevoli

di verifica, ovvero 3 livelli completamente controterra, per una profondità di quasi 10m e la presenza di sovraccarichi nei pressi dell'unità che ne aggravano le sollecitazioni sui pannelli.

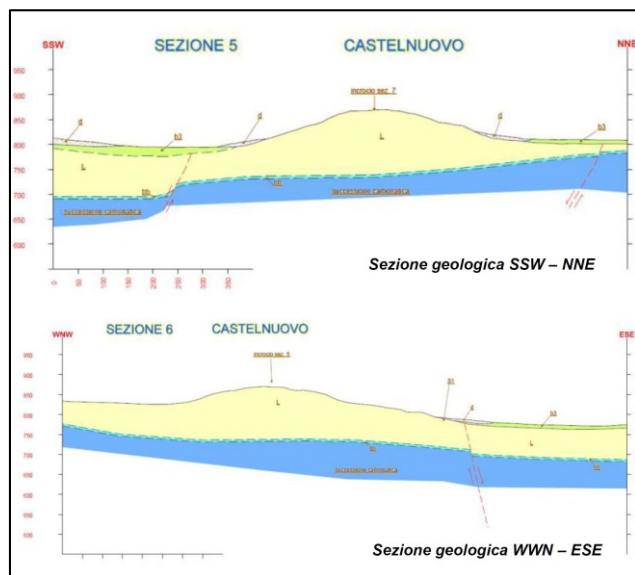


### 5.2.1 Caratteristiche del terreno

La collina su cui sorge Castelnuovo è costituita da un deposito di limo lacustre di spessore di circa 100m, la vallata è invece caratterizzata da depositi alluvionali misti costituiti prevalentemente da limi e sabbie con intercalazioni di livelli ghiaiosi in matrice limo-sabbiosa. La parte intermedia è caratterizzata da uno strato di modesto spessore identificato come detrito superficiale, solo localmente grossolanamente stratificato, costituito da limi, sabbie sciolte e clasti centimetrici, non cementati.



All'interno dell'abitato di Castelnuovo sono state eseguite prove Down Hole fino a 40m di profondità, dai risultati dei carotaggi è confermata la stratigrafia presentata dalla carta geologica, il banco di limo presenta occasionalmente intercalazioni sabbiose e argillose con sabbie color ocra. Si riportano sotto le fotografie delle carote estratte.







Si definiscono i parametri caratteristici del terreno così individuati.

<b>LIMO</b>		
Peso Specifico	$\gamma$	18 $kN/m^3$
Velocità onde di taglio	$V_s$	300 $m/s$
Velocità onde di pressione	$V_p$	721 $m/s$
Coefficiente	$\nu$	0.379
Fattore di smorzamento	$D_0$	0.90 %
Angolo di attrito interno	$\phi'$	23 °
<b>Limiti di Atterberg</b>		
Limite plastico	$w_p$	24.9 %
Limite di Liquidità	$w_l$	44.0 %
Indice di Plasticità	$I_p$	19.1 %



### 5.2.2 Azioni sui pannelli

Le norme tecniche per le costruzioni del 2008 e successiva circolare esplicativa fissano le modalità di analisi per la verifica strutturale del complesso opera di sostegno-terreno. Vi sono due approcci possibili:

#### Approccio 1

Combinazione 1: (A1+M1+R1)

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

#### Approccio 2

(A1+M1+R3)

Tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I estratte dalle NTC2008 sotto riportate

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_t$	1,0

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$

Nel seguito verrà usato l'approccio 2, con i coefficienti indicati in tabella

### 5.2.2.1 Analisi dei carichi

Per prima cosa è necessario individuare le azioni verticali che agiscono sulla muratura, verranno calcolati i pesi propri dei pannelli murari e dei solai e quelli portati, per poi combinarli con l'azione orizzontale di spinta del terreno. Ad eccezione del pannello 4 all'ultimo piano che è stato realizzato con "occhialoni" in laterizio, le restanti murature sono in pietrame, se sono così calcolati i pesi propri:

PESI PROPRI	PESO SPEC. [kN/m <sup>3</sup> ]	SPESSORE [m]	ALTEZZA [m]	LARGHEZZA [m]	APERTURE [m <sup>2</sup> ]	PESO A m DI PARETE [kN/m]
Pannello 4	12	0.35	2.71	4.46	1.52	9.95
Pannello 3	19	0.6	3.05	4.46	-	34.77
Pannello 2	19	0.8	3.42	4.46	-	51.98
Pannello 1	19	0.8	2.4	4.46	-	36.48

Il carico così determinato dovrà poi essere moltiplicato per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{G1}$  appropriato. Per la determinazione dei carichi derivanti dagli orizzontamenti è stata fatta una analisi dei carichi dei solai ai vari livelli:

<b>COPERTURA RETRO (LIVELLO 4) (putrelle e tavelloni)</b>		
<b>G<sub>1</sub> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	kN/m <sup>2</sup>
Tavelloni (s=6cm)	0.35	kN/m
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>		
Guaina bituminosa doppio strato (s=1cm)	0.10	kN/m <sup>2</sup>
Copertura in coppi/coppi	0.60	kN/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>		
Copertura non accessibile ( $\psi_{01} = 0, \psi_{21} = 0$ )	0.50	kN/m <sup>2</sup>
Carico neve ( $\psi_{02} = 0.5, \psi_{22} = 0$ )	1.62	kN/m <sup>2</sup>
<b>SOLAIO 3° PIANO (LIVELLO 3) (putrelle e tavelloni)</b>		
<b>G<sub>1</sub> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	kN/m <sup>2</sup>
Tavelloni (s=6cm)	0.35	kN/m
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>		
Pavimento (s=1cm)	0.40	kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40	kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto in cartongesso	0.35	kN/m <sup>2</sup>
Controparete in cartongesso (H=2,8m)	0.45	kN/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>		
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{02} = 0.7, \psi_{21} = 0.3$ )	2.00	kN/m <sup>2</sup>

Al 1° e 2° piano sono presenti volte in spessore che scaricano il loro peso sulle pareti perpendicolari alla facciata.

I carichi così determinati sono stati combinati agli stati limite ultimi, considerando prima che l'apporto dei carichi verticali sia sfavorevole e poi che sia favorevole e infine secondo la combinazione sismica, in modo da individuare lo sforzo normale per le tre coppie di verifica per la pressoflessione.

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \sum_{i=0}^n \gamma_{Qi} \cdot \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

COMBINAZIONE SLU MAX		COPERTURA	3° PIANO	2°P & 1°P	
Pesi propri	$\gamma_{G1} \cdot G_1$	2.47	2.47	-	<i>kN/m di parete</i>
Permanenti portati	$\gamma_{G2} \cdot G_2$	1.05	2.4	-	<i>kN/m di parete</i>
Accidentali	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$	1.21	2.1	-	<i>kN/m di parete</i>
TOTALE	$N_{SLU,max}$	4.73	6.97	0	<i>kN/m di parete</i>

COMBINAZIONE SLU MIN		COPERTURA	3° PIANO	2°P & 1°P	
Pesi propri	$\gamma_{G1} \cdot G_1$	1.9	1.9	-	<i>kN/m di parete</i>
Permanenti portati	$\gamma_{G2} \cdot G_2$	0.7	1.6	-	<i>kN/m di parete</i>
Accidentali	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$	0	0	-	<i>kN/m di parete</i>
TOTALE	$N_{SLU,min}$	2.6	3.5	0	<i>kN/m di parete</i>

Mentre nel caso di combinazione sismica:

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

COMBINAZIONE SISMICA		COPERTURA	3° PIANO	2°P & 1°P	
Pesi propri	$G_1$	1.9	1.9	-	<i>kN/m di parete</i>
Permanenti portati	$G_2$	0.7	1.6	-	<i>kN/m di parete</i>
Accidentali	$\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$	0	0.6	-	<i>kN/m di parete</i>
TOTALE	$N_{Sismico}$	2.6	4.1	0	<i>kN/m di parete</i>

Determinati i carichi che agiscono sui solai è possibile calcolare lo sforzo normale che agisce sulle varie sezioni di verifica dei pannelli murari, si individuano tre sezioni di analisi per ogni pannello, situate in testa, nel punto intermedio in cui è massimo il momento flettente e alla base, dove è massimo lo sforzo normale.

CARICHI SU PANNELLO 1		$N_{SLU,max}$ [kN]	$N_{SLU,min}$ [kN]	$N_{Sismico}$ [kN]
Sezione di testa [kN]	Sez. A	613	459	461
Sezione intermedia	Sez. B ( $x_0$ )	707	531	534
Sezione di base	Sez. C	824	621	624

CARICHI SU PANNELLO 2		$N_{SLU,max}$ [kN]	$N_{SLU,min}$ [kN]	$N_{Sismico}$ [kN]
Sezione di testa [kN]	Sez. A	311	227	229
Sezione intermedia	Sez. B ( $x_0$ )	455	337	340
Sezione di base	Sez. C	613	459	461

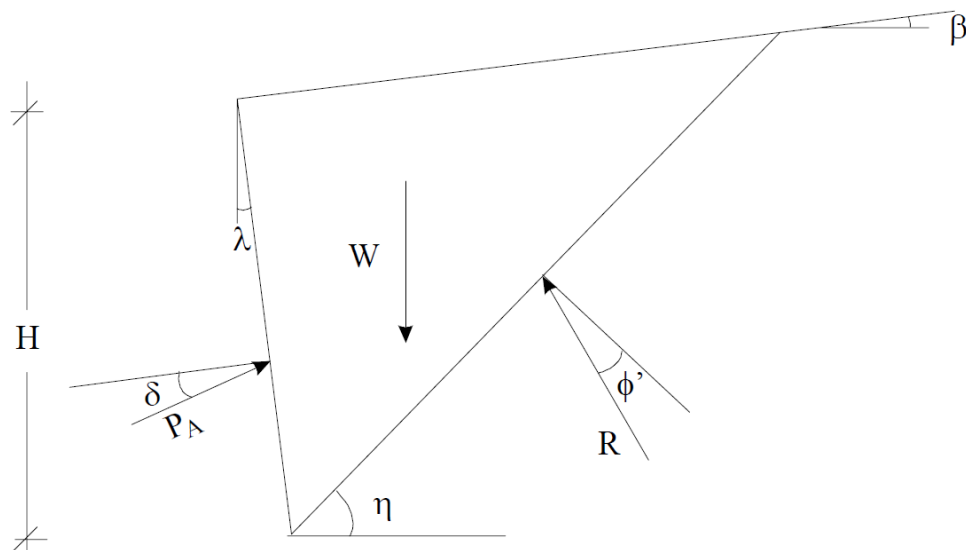
CARICHI SU PANNELLO 3		$N_{SLU,max}$ [kN]	$N_{SLU,min}$ [kN]	$N_{Sismico}$ [kN]
Sezione di testa [kN]	Sez. A	110	72	74
Sezione intermedia	Sez. B ( $x_0$ )	212	150	153
Sezione di base	Sez. C	311	227	229

### 5.2.2.2 Spinta attiva

Per la determinazione della spinta esercitata dal terreno contro i pannelli murari verranno utilizzate la teoria di Rankine (1857) e la teoria di Coulomb (1776), due metodi storici, opportunamente modificati e affinati negli anni, che ancora oggi permettono di affrontare il problema in modo semplice e sufficientemente accurato. La spinta del terreno verrà poi corretta in funzione dei carichi applicati sul terrapieno, come successivamente spiegato nel par. 5.2.2.3 e dell'incremento di spinta dovuto all'azione sismica, affrontato nel par. 5.2.2.4.

Fissiamo alcune ipotesi semplificative:

- parete di altezza  $H$  inclinata di un angolo  $\lambda$  sulla verticale,
- terrapieno omogeneo e incoerente delimitato da una superficie inclinata di un angolo  $\beta$  sull'orizzontale,
- presenza di attrito tra parete e terreno, con coefficiente d'attrito  $\tan \delta$ ,
- superficie di scorrimento piana.



Con riferimento alla figura sopra riportata determiniamo la spinta attiva esercitata dal terreno:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cdot \cos(\lambda + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cdot \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

dove:

Università degli studi di Firenze

$\phi' = 23^\circ$	angolo di attrito interno
$\beta = 0$	inclinazione del terrapieno
$\lambda = 0$	inclinazione paramento del muro
$\delta = 11.5^\circ$	angolo di attrito terreno-muro
$\eta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} = 56.50^\circ$	angolo di rottura rispetto all'orizzontale del piano di scorrimento

Si determina in questo modo

$$K_A = 0.3973$$

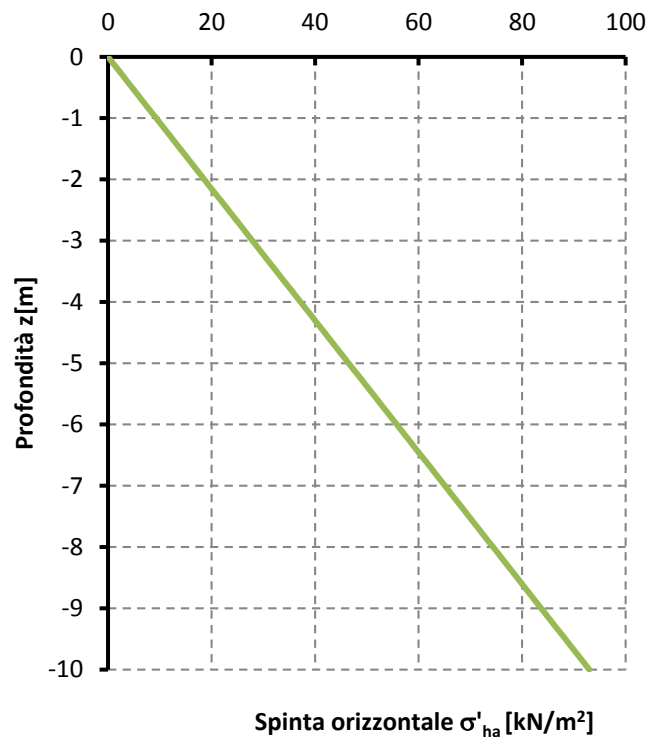
La spinta orizzontale sarà data da:

$$\sigma'_{ha} = (\gamma \cdot z \cdot K_A) \cdot \gamma_{G1}$$

dove:

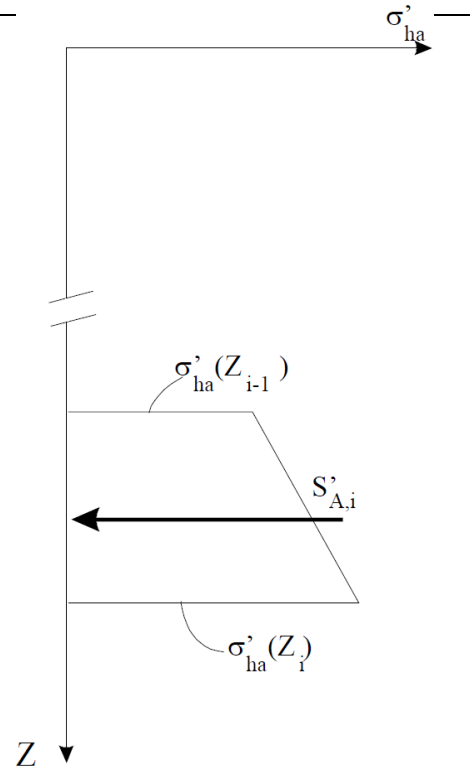
$\gamma$	peso specifico del terreno
$z$	profondità di calcolo
$\gamma_{G1} = 1.5$	coeff. parziale di sicurezza sulle azioni (vedi par. 5.2.2)

### Spinta attiva



La spinta sul singolo pannello murario si può facilmente ottenere integrando  $\sigma'_{ha}$  sulla profondità  $z$  relativa alla sua posizione:

$$S'_{A,i} = \int_{z_{i-1}}^{z_i} \sigma'_{ha} dz$$

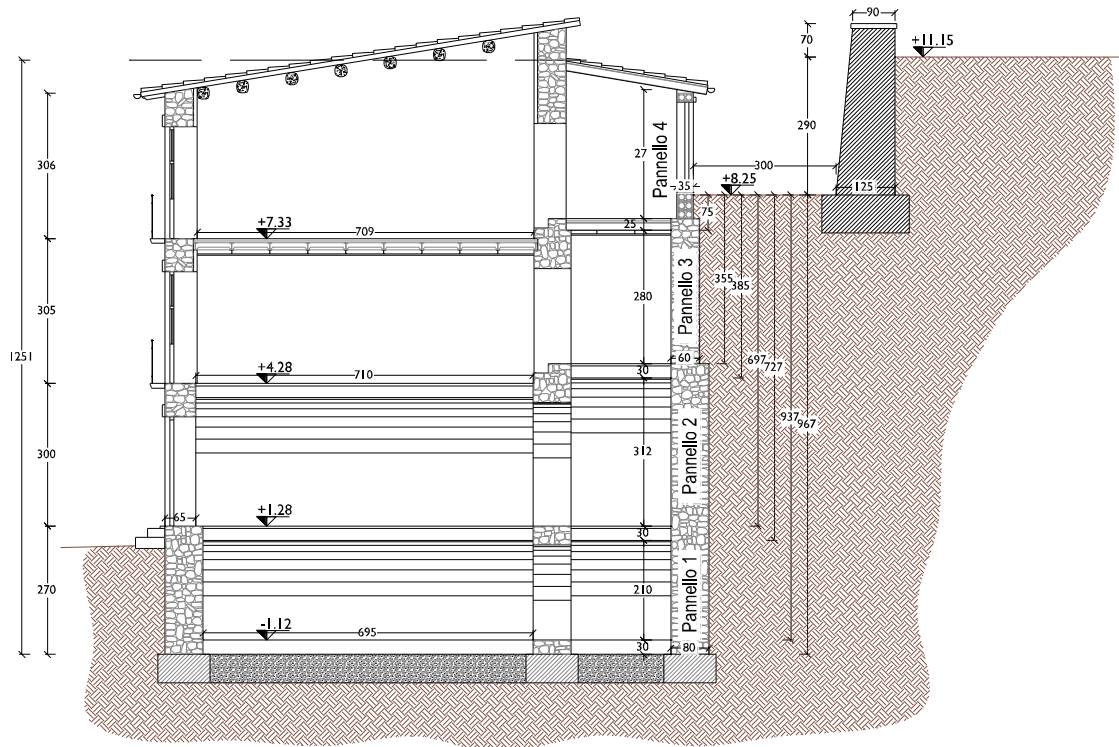


SPINTA ATTIVA SUI PANNELLI		$\sigma'_{ha}(z)_{SLU}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pannello 3	$z_1 = 0.75m$	7.0
	$z_2 = 3.55m$	33.0
Pannello 2	$z_1 = 3.85m$	35.8
	$z_2 = 6.97m$	64.8
Pannello 1	$z_1 = 7.27m$	67.6
	$z_2 = 9.37m$	87.1



### 5.2.2.3 Incremento di spinta da carico lineare su terrapieno

Sul retro della struttura è presente un muro di sostegno a gravità, realizzato in pietrame, tale opera si trova a ridosso dell'unità strutturale, distante appena 3m, per cui il suo peso andrà a modificare la distribuzione delle tensioni nel terreno.



Il muro a gravità si estende per 40m parallelamente all'aggregato, per cui è stato assimilato a un carico lineare di intensità costante posto sul terrapieno. È stato assunto un peso specifico per il pietrame di  $19 \text{ kN/m}^3$ , da cui otteniamo un carico lineare pari a

$$Q_L = 128 \text{ kN/m}$$

L'applicazione di sovraccarico uniforme sul piano campagna comporta un aumento della tensione verticale efficace della stessa entità, per cui il valore della spinta risulta anch'esso incrementato di una quantità pari al sovraccarico moltiplicato per il coefficiente di spinta.

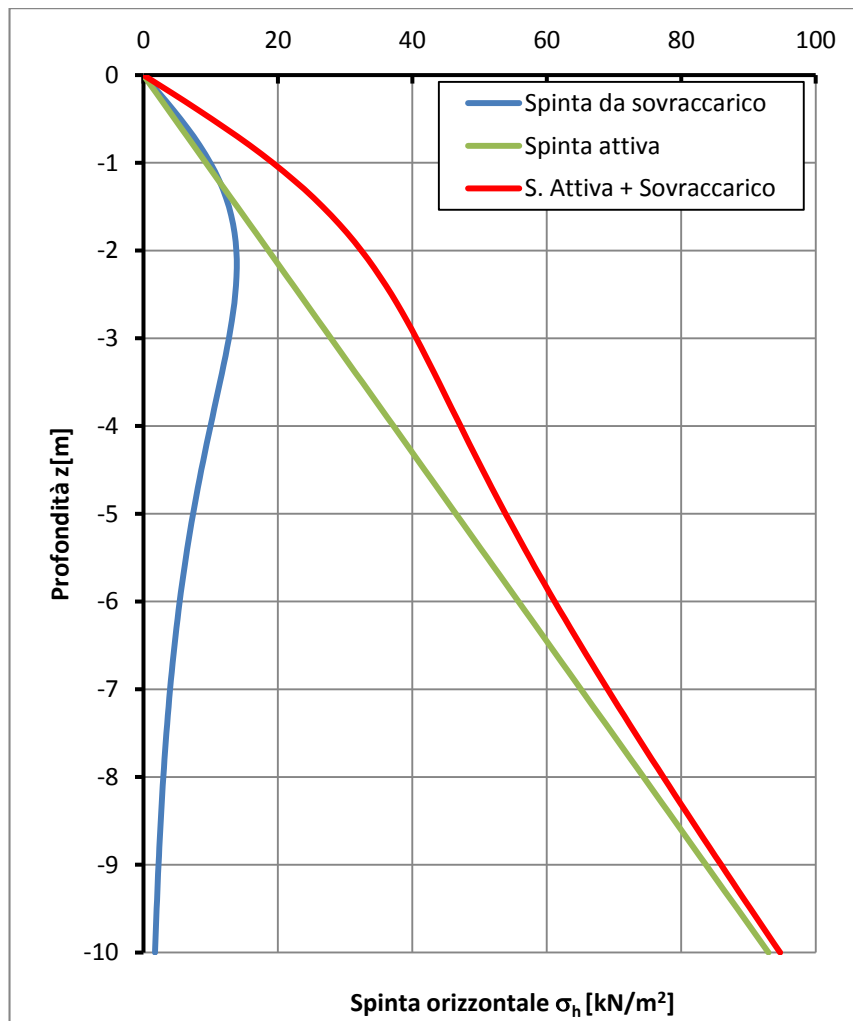
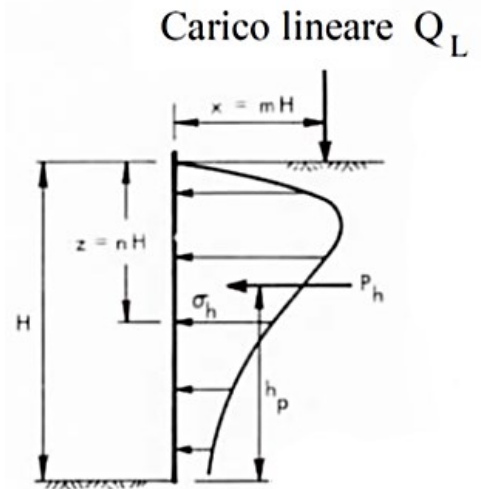
Molto più complicata è invece l'individuazione della spinta indotta da un carico lineare, un approccio di studio per la risoluzione del problema viene dalla soluzione di Boussinesq, successivamente modificata da Terzaghi in base a risultati sperimentali.

Con riferimento ai simboli illustrati in figura sottostante [11], la tensione normale agente su una parete verticale, dovuta a un carico lineare, può stimarsi con le seguenti espressioni.

$$\sigma'_{ha,Sovr.} = \frac{Q_L}{H} \frac{0.20n}{(0.16 + n^2)^2} \quad m \leq 0.4$$

$$\sigma'_{ha,Sovr.} = \frac{Q_L}{H} \frac{1.28m^2n}{(m^2 + n^2)^2} \quad m > 0.4$$

SPINTA DA SOVRACCARICO SUI PANNELLI		VALORE MEDIO $\sigma'_{ha,Sovr.}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pannello 3	$z_1 = 0.75m$ $z_2 = 3.55m$	12.43
Pannello 2	$z_1 = 3.85m$ $z_2 = 6.97m$	6.71
Pannello 1	$z_1 = 7.27m$ $z_2 = 9.37m$	2.76



### 5.2.2.4 Incremento di spinta per azioni sismiche

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici e i metodi degli spostamenti.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$a_{max} = 0.260g$	accelerazione orizzontale massima attesa al sito
$g = 9.81m/s^2$	accelerazione di gravità
$\beta_m = 0.31$	coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

VALORE DI $\beta_m$	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.18

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove

S	coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ )
$a_g$	accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Si ottiene un valore dei coefficienti sismici orizzontale e verticale di:

$$k_h = 0.1287$$

$$k_v = 0.0644$$

Le relative spinte sui pannelli murari, dovute esclusivamente all'azione sismica pseudostatica possono in tal modo essere facilmente determinate

SPINTA SISMICA PSEUDOSTATICA SUI PANNELLI		$\sigma'_{ha}(z)_{Sismico}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Pannello 3	$z_1 = 0.75m$	7.1
	$z_2 = 3.55m$	33.6
Pannello 2	$z_1 = 3.85m$	36.5
	$z_2 = 6.97m$	66.0
Pannello 1	$z_1 = 7.27m$	68.8
	$z_2 = 9.37m$	88.7

### 5.2.2.5 Stato di sollecitazione

Determinate le azioni che agiscono verticali e orizzontali che agiscono sui pannelli è necessario determinare il momento flettente relativo a ogni combinazione di azioni che interessa la parete. Lo schema statico adottato in via semplificativa è quello di trave incernierata alle estremità soggetta a un carico assiale e a carichi trasversali distribuiti, di forma trapezoidale nel caso di spinta del terreno o sismica o rettangolare (valore medio) per spinta da sovraccarico su terrapieno.

PANNELLO 1 (P.SEMINTERRATO) [L × H] 4.46m × 2.1m		COMBINAZIONE SLU		COMBINAZIONE SISMICA		
		SPINTA ATTIVA	SOVRACCARICO	SPINTA ATTIVA	SOVRACCARICO	
Spinta a Z1	$s(z_1)$	67.6	2.8	68.8	2.1	$kN/m^2$
Spinta a Z2	$s(z_2)$	87.1		88.7		$kN/m^2$
Spinta totale a Z1	$s(z_1)_{TOT}$	301.4	12.3	307.0	9.5	$kN/m$
Spinta totale a Z2	$s(z_2)_{TOT}$	388.5		395.7		$kN/m$
Taglio in A (z1)	$T_A = V_A$	347	13	353	10	$kN$
Taglio in B (z2)	$T_B = -V_B$	-377	-13	-384	-10	$kN$
Punto di $M_{MAX}$	$x_0$	1.07	1.05	1.07	1.05	$m$
Momento Max	$M_{MAX}$	190	6.79	194	5.23	$kNm$
<b>Momento Totale</b>	<b><math>M_{TOT}</math></b>	<b>197</b>		<b>199</b>		$kNm$

PANNELLO 2 (PIANO TERRA) [L × H] 4.46m × 3.12m		COMBINAZIONE SLU		COMBINAZIONE SISMICA		
		SPINTA ATTIVA	SOVRACCARICO	SPINTA ATTIVA	SOVRACCARICO	
Spinta a Z1	$s(z_1)$	35.8	4.5	36.5	5.1	$kN/m^2$
Spinta a Z2	$s(z_2)$	64.8		66.0		$kN/m^2$
Spinta totale a Z1	$s(z_1)_{TOT}$	159.6	29.9	162.6	23	$kN/m$
Spinta totale a Z2	$s(z_2)_{TOT}$	289.0		294.3		$kN/m$
Taglio in A (z1)	$T_A = V_A$	316	31	322	24	$kN$
Taglio in B (z2)	$T_B = -V_B$	-384	-31	-391	-24	$kN$
Punto di $M_{MAX}$	$x_0$	1.63	1.56	1.63	1.56	$m$
Momento Max	$M_{MAX}$	274	11	279	9	$kNm$
<b>Momento Totale</b>	<b><math>M_{TOT}</math></b>	<b>285</b>		<b>287</b>		$kNm$

PANNELLO 3 (PIANO 1°) [L × H] 4.46m × 2.80m		COMBINAZIONE SLU		COMBINAZIONE SISMICA		
		SPINTA ATTIVA	SOVRACCARICO	SPINTA ATTIVA	SOVRACCARICO	
Spinta a Z1	$s(z_1)$	7.0	12.4	7.1	9.5	$kN/m^2$
Spinta a Z2	$s(z_2)$	33.0		33.6		$kN/m^2$
Spinta totale a Z1	$s(z_1)_{TOT}$	31.1	55.4	31.7	42.6	$kN/m$
Spinta totale a Z2	$s(z_2)_{TOT}$	147.2		149.9		$kN/m$
Taglio in A (z1)	$T_A = V_A$	98	58	100	45	$kN$
Taglio in B (z2)	$T_B = -V_B$	-152	-58	-155	-45	$kN$
Punto di $M_{MAX}$	$x_0$	1.55	1.40	1.55	1.40	$m$
Momento Max	$M_{MAX}$	88	24	90	18	$kNm$
<b>Momento Totale</b>	<b><math>M_{TOT}</math></b>	<b>112</b>		<b>108</b>		$kNm$

Dall'analisi delle sollecitazioni emerge come nei Pannelli 1 e 2 posti a maggior profondità sia predominante seppur lievemente la sollecitazione per combinazione sismica, mentre per il pannello 3 la sollecitazione massima si registra per la combinazione SLU.

Questi valori vanno poi combinati con i relativi carichi verticali per ottenere le coppie di verifica per la verifica a pressoflessione.

### 5.2.3 Verifica stato di fatto

La condizione da verificare è quella di un pannello murario soggetto a carichi verticali e a carichi orizzontali agenti nel piano perpendicolare a quello del pannello stesso. Il problema della verifica per azioni fuori dal piano può essere affrontato in vari modi, in particolar modo l'Eurocodice 6 UNI EN 1996-1-1 [15] nel cap.6.3.4 suggerisce tre distinti metodi di verifica, applicabili in certe condizioni.

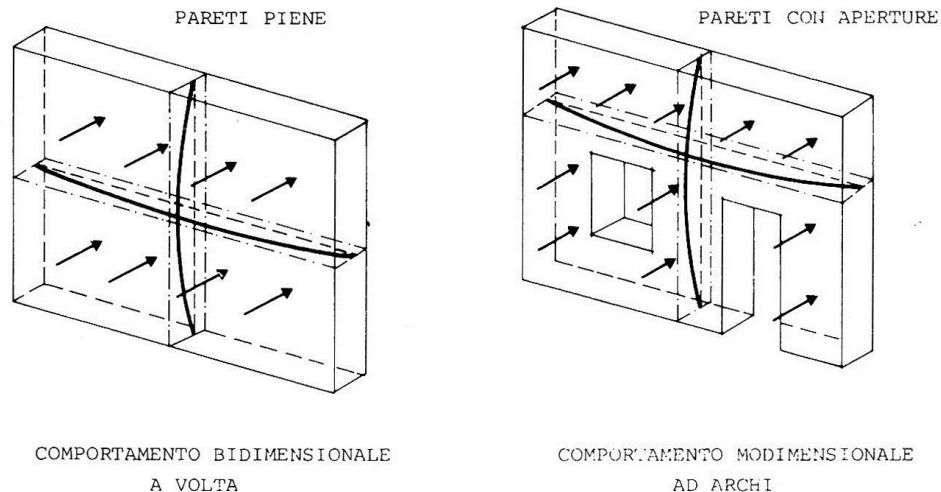
Un primo metodo consiste nel valutare il momento resistente  $M_{Ed}$  in dipendente da coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  tabulati in funzione dei vincoli di bordo e dalla geometria della parete, ma tale metodo è applicabile esclusivamente per muri con spessore inferiore a 250mm, caso che non ci riguarda.

Un secondo metodo consiste nel contemplare l'azione di spinta orizzontale durante l'analisi per carichi verticali e determinare perciò una eccentricità  $e_v = M/N$  con cui applicare i carichi verticali in sommità al pannello. In funzione dell'eccentricità totale potrà essere poi determinato un coefficiente riduttivo  $\Phi$  dello sforzo normale resistente con cui effettuare la verifica. Questo metodo però è utilizzabile esclusivamente per piccoli valori dell'eccentricità di carico, dovuta a azioni orizzontali modeste, come per esempio alla spinta del vento, infatti valori di eccentricità troppo grandi non vengono presi in considerazione, ponendo un limite al valore del coefficiente  $\Phi$ .

Un terzo metodo consiste nel verificare che le azioni orizzontali siano portate tramite la formazione di un arco resistente nello spessore della muratura. Questo approccio si adatta bene al caso di edifici esistenti con murature di notevole spessore, ed è perciò quello che verrà adottato nel seguito delle verifiche.

### 5.2.3.1 Effetto arco nella muratura

Il comportamento ad arco o a volta si può sviluppare quando lo spessore della parete è consistente, come nel caso delle vecchie costruzioni, e sono impediti gli spostamenti in direzione normale e nel piano della parete. In tale situazione si sviluppa una spinta che, associata ad un regime delle pressioni contenuto nello spessore della parete, consente una capacità portante del tutto simile a quella di un arco o di una volta, a seconda che gli spostamenti sino contrastati in una sola o entrambe le direzioni [3].



Questo meccanismo, che fornisce la resistenza richiesta anche nel caso di azioni orizzontali elevate si realizza essenzialmente nei campi intermedi delle pareti, mentre in quelli perimetrali, ovvero negli spigoli e sotto il tetto, devono essere garantiti dei contrasti efficaci, in grado cioè di fornire le spinte reattive necessarie per l'equilibrio, quali i cordoli in cemento armato, le catene o i tiranti pretesi, le fasce di muratura armata.

Nel caso in esame le pareti oggetto di indagine sono sempre contenute all'interno dell'aggregato, i muri trasversali sono sufficientemente robusti per funzionare da vincolo e anche i solai sufficientemente rigidi. Il pannello 1 è vincolato alla base dalla fondazione e alla testa da una volta in spessore in pietrame, di notevole rigidità. Il pannello 2 è vincolato sia alla testa che al piede da volte in spessore, mentre il pannello 3 è vincolato con una volta in spessore al piede e con un solaio in putrelle e tavelloni in testa, con orditura perpendicolare al piano del muro. Possiamo assumere perciò per tutti i pannelli un comportamento a volta bidimensionale.



La muratura è realizzata con Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) ed è stato assunto un livello di conoscenza basso, LC1 per cui i parametri di verifica sono:

$$f_m = 100N/cm^2 \quad LC1 \Rightarrow FC = 1.35 \quad \gamma_m = 3$$

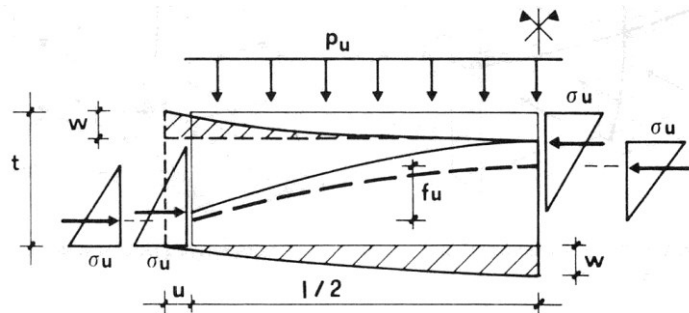
$$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m} = 24.69N/cm^2$$

Per la determinazione del carico orizzontale limite ci possiamo attenere sia alla trattazione esposta da *M. Mele e G. Croci* [3] che all'Eurocodice 6 [15].

Un calcolo approssimato ma non per questo meno significativo, può effettuarsi avvalendosi dell'impostazione dell'analisi limite; secondo tale analisi, infatti, si può individuare una situazione "staticamente ammissibile", definendo nell'ambito dello spessore della parete un arco la cui linea d'asse è funicolare del carico con la condizione che in ogni sezione la funzione rappresentativa dello stato di tensione sia compresa nel dominio di resistenza; il carico di collasso si ottiene, in un processo di ottimizzazione, ricercando il massimo valore tra tutti quelli staticamente ammissibili: tale condizione porta all'individuazione della "freccia" dell'arco e dello sforzo H alle estremità.

Ammettendo nulla la resistenza a trazione, ipotizzando una curva delle pressioni parabolica, considerando la sezione parzializzata, trascurando l'interazione  $\sigma - \tau$ , per la capacità portante di un elemento incastro di luce  $l$  e spessore  $t$  si ricava

$$P_u = \alpha \cdot \sigma_u \cdot \frac{t^2}{l^2}$$



Il valore  $\alpha$  dipende dal legame costitutivo adottato, a seconda che la tensione ultima per compressione semplice  $\sigma_u$  si immagini distribuita uniformemente nelle zone compresse o, per tener conto della ridotta capacità di adattamento plastico del materiale (rispetto alla schematizzazione rigido-perfettamente plastica, su cui l'analisi limite è basata) si assuma nelle sezioni critiche un diagramma delle tensioni ridotto, di forma triangolare, (anziché rettangolare).

Le indicazioni dettate dall'Eurocodice 6 invece sono più cautelative e assegnano ad  $\alpha$  il valore unitario.

Riepilogando, il carico limite ultimo che il pannello può sostenere può essere determinato in tre diversi modi, tutti e tre leciti:

DISTRIBUZIONE DI $\sigma_u$ RETTANGOLARE. BUON ADATTAMENTO PLASTICO	DISTRIBUZIONE DI $\sigma_u$ TRIANGOLARE. TENSIONI AL LIMITE ELASTICO	EUROCODICE 6 VALORE CAUTELATIVO
$P_u = 2 \cdot \sigma_u \cdot \frac{t^2}{l^2}$	$P_u = \frac{3}{2} \cdot \sigma_u \cdot \frac{t^2}{l^2}$	$P_u = \sigma_u \cdot \frac{t^2}{l^2}$

Considerando la tipologia di muratura, assumere un legame costitutivo rigido-perfettamente plastico, con una buona escursione in campo plastico, forse può essere poco cautelativo, per cui nel seguito verrà adottato un valore di  $\alpha$  pari a 3/2 e 1.

La formula di verifica sopra esposta è valida per un comportamento ad arco resistente, ma può essere facilmente estesa per il meccanismo a volta resistente:

$$P_u = \alpha \cdot \sigma_u \cdot t^2 \left( \frac{1}{l_h^2} + \frac{1}{l_v^2} \right)$$

dove

$l_h$  larghezza del pannello (distanza tra i maschi murari di vincolo)

$l_v$  altezza del pannello (distanza tra i solai di vincolo)

La spinta più gravosa sul pannello1 si verifica nel caso della combinazione sismica aggiungendo la spinta dovuta al sovraccarico sul terrapieno, mentre per i pannelli 2 e 3 in quella SLU, con sovraccarico:

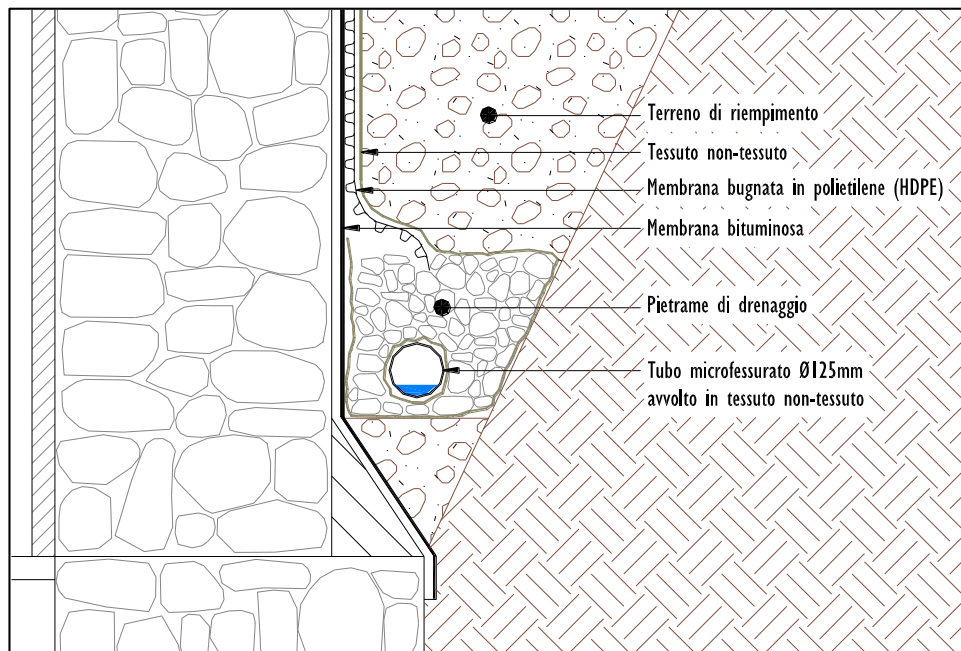
$$P_{Sd} = \max(\sigma'_{ha}(z)_{SLU,medio}; \sigma'_{ha}(z)_{Sismico,medio}) + \sigma'_{ha}(z)_{Sovr.}$$

VERIFICA CARICO LIMITE		$P_{Sd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$P_u = P_{Rd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
Pannello 3	$z_1 = 0.75m$	32.4	23.7	( $\alpha = 3/2$ )
	$z_2 = 3.55m$		15.8	( $\alpha = 1$ )
Pannello 2	$z_1 = 3.85m$	57.0	36.3	( $\alpha = 3/2$ )
	$z_2 = 6.97m$		24.2	( $\alpha = 1$ )
Pannello 1	$z_1 = 7.27m$	80.9	53.1	( $\alpha = 3/2$ )
	$z_2 = 9.37m$		35.4	( $\alpha = 1$ )

Nessuno dei tre pannelli risulta verificato, né con le prescrizioni dell'Eurocodice ( $\alpha = 1$ ) né applicando la teoria classica ( $\alpha = 3/2$ ), è necessario pertanto intervenire con un rinforzo locale dei pannelli murari.

## 5.2.4 Intervento di rinforzo sui pannelli

L'altimetria del terreno rende difficile qualsiasi intervento invasivo sui pannelli murari, la prossimità del muro di sostegno all'edificio nella parte tergale rende impossibile effettuare uno scavo sufficientemente profondo da portare allo scoperto tutti i pannelli da rinforzare. L'intervento dovrà limitarsi alla facciata interna dell'edificio, tuttavia uno scavo superficiale sarà necessario per inserire un drenaggio e limitare perciò l'infiltrazione dell'acqua fino ai livelli sottostanti. È stato previsto uno scavo della profondità massima di 3.55m fino a liberare tutto il 3° pannello e permettere l'inserimento di una barriera impermeabilizzante e un tubo di drenaggio alla base dello scavo. La barriera sarà costituita da una guaina bituminosa impermeabilizzante a contatto con il muro, protetta da una membrana bugnata in Polietilene ad Alta Densità (HDPE). A ridosso della membrana verrà poi posizionato del tessuto non tessuto per facilitare la percolazione dell'acqua fino al tubo di drenaggio.



Il rinforzo vero e proprio della muratura sarà eseguito tramite l'utilizzo di intonaco armato posizionato sul lato interno della muratura, questa tecnica porta a un rinforzo molto minore rispetto al placcaggio da entrambi i lati, in quanto viene meno l'effetto di confinamento della parete con conseguente incremento di resistenza a compressione. Con il placcaggio da un solo lato il confinamento della muratura è limitato alle zone nei pressi dei ferri di collegamento, i quali essendo affogati nella muratura ne limitano l'espansione trasversale in una zona strettamente limitrofa. Nonostante questa limitazione dell'intervento, la rimozione della vecchia malta con sabbatura e il ricoprimento con calcestruzzo con migliori caratteristiche migliora sensibilmente la resistenza globale del pannello, ma

soprattutto si inserisce un elemento resistente a trazione nella zona tesa della parete.

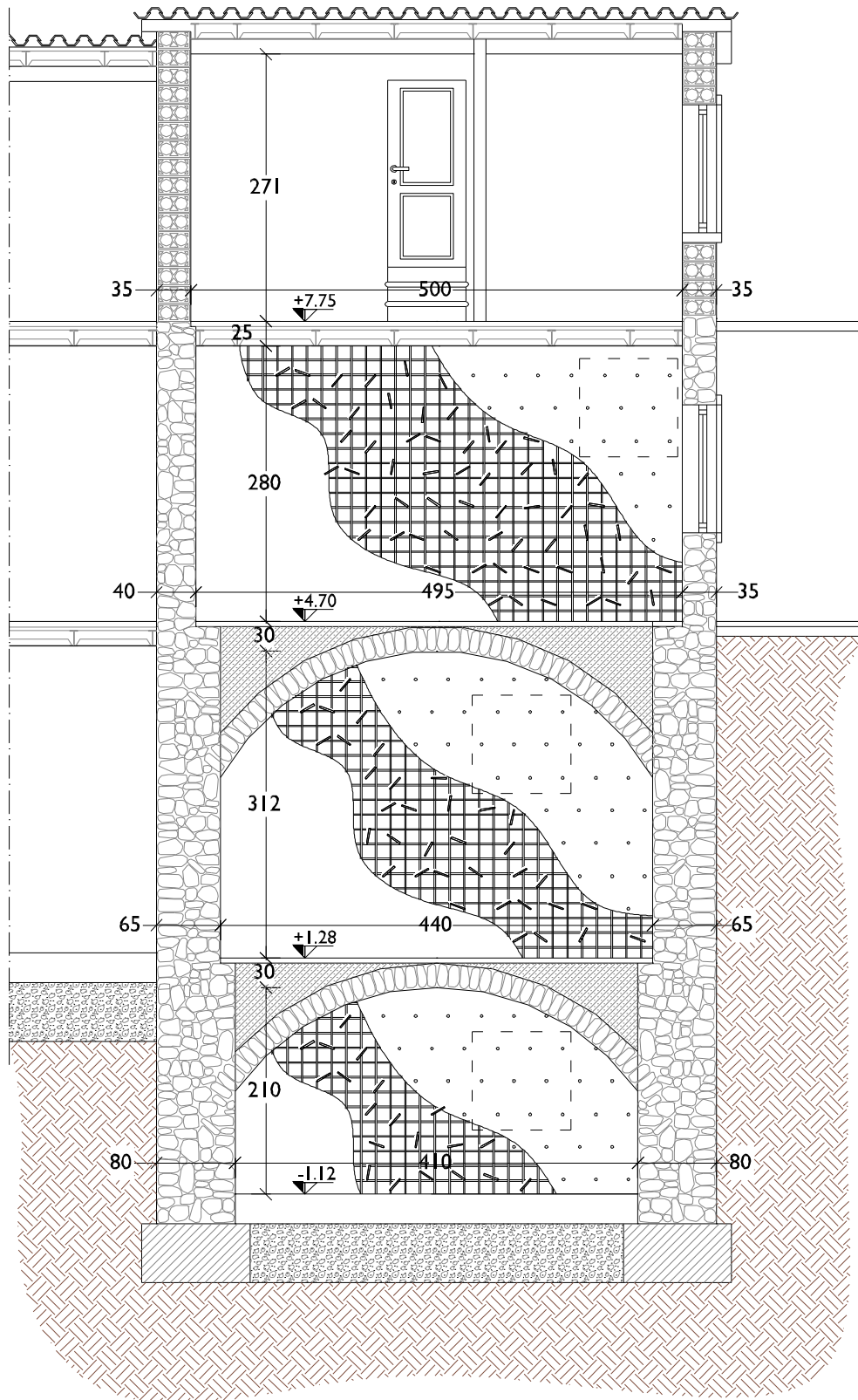
L'utilizzo della rete elettrosaldata permette la verifica della parete per azioni fuori dal piano come se fosse una parete armata, perciò sarà possibile determinare un dominio di resistenza della parete e verificare che le sollecitazioni di progetto vi siano contenute.

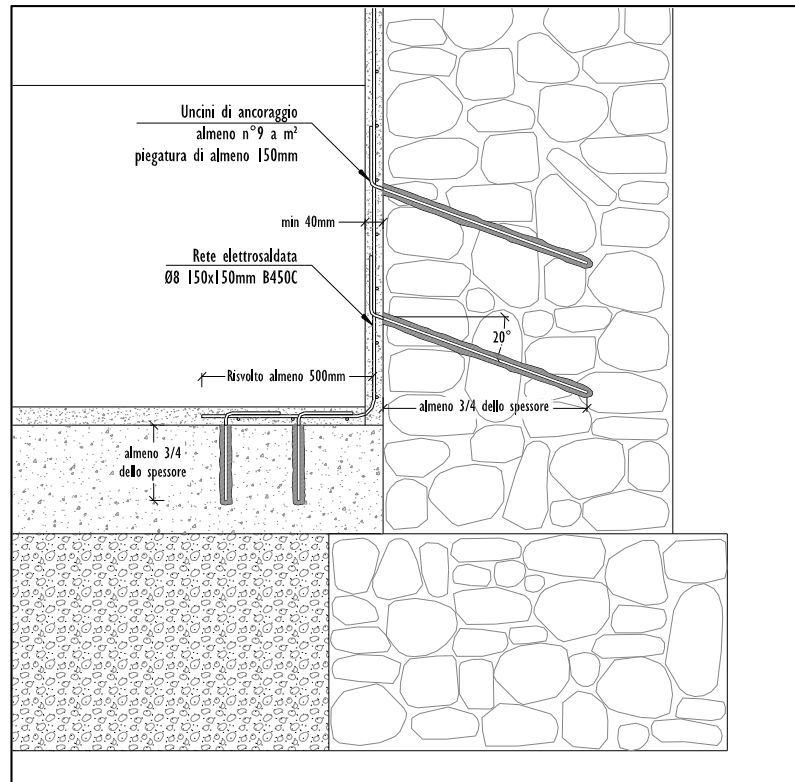
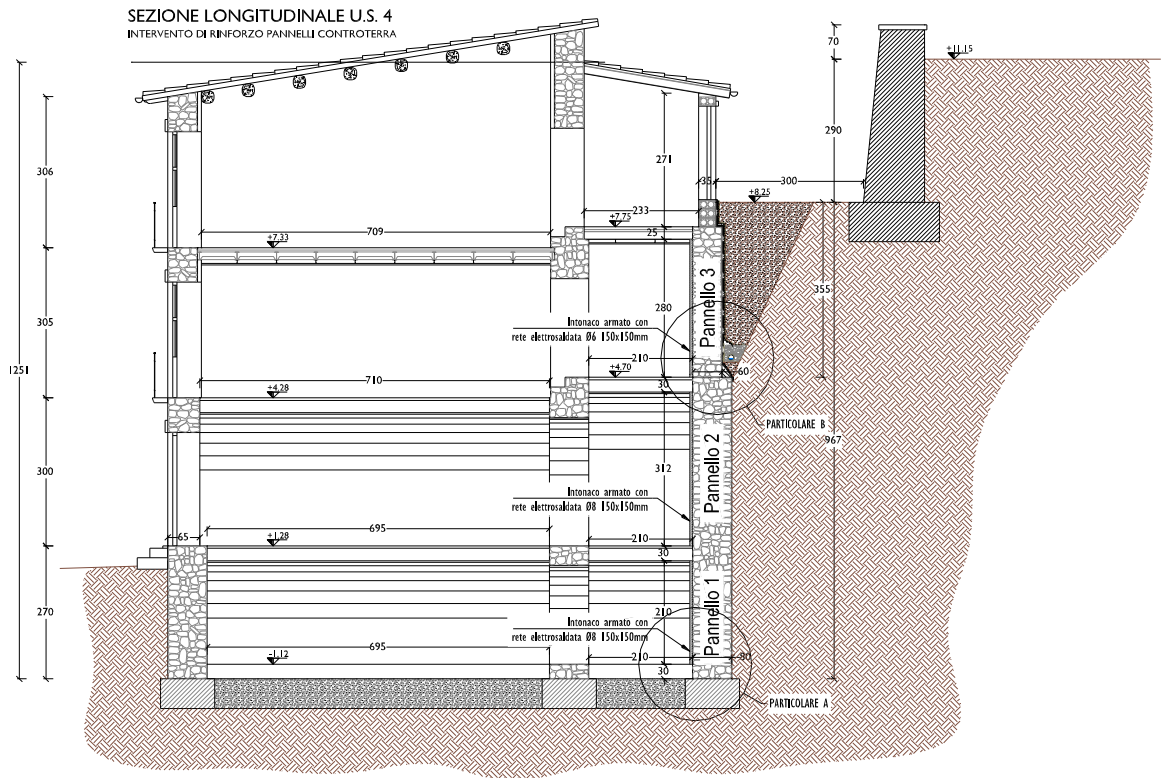
Le operazioni da eseguire per l'intervento possono essere schematizzate in alcuni punti:

- rimozione completa dell'intonaco con pulizia accurata di tutta la superficie muraria su cui si deve intervenire;
- scrostatura e scalfittura della malta dagli interstizi dei giunti, la pulizia accurata finale delle superfici murarie interessate dalle opere di consolidamento o ripristino;
- consolidamento della muratura in corrispondenza delle lesioni più consistenti mediante stuccatura con malta cementizia;
- perforazioni della muratura per l'alloggiamento delle armature eseguite con fioretto o trapano a sola rotazione, evitando la percussione, per fori di profondità pari a circa  $\frac{3}{4}$  dello spessore della muratura, di diametro pari a  $\varnothing 24\text{mm}$ . Le perforazioni, in numero di 9 fori a metro quadrato di superficie trattata, devono avere disposizione tale da realizzare una maglia regolare con opportuno sfalsamento, devono essere inclinate di circa  $20^\circ$  in modo da facilitare il colaggio della boiacca;
- posizionamento, sulla faccia della muratura da trattare e dei tratti interessati dai risvolti dei ferri di armatura, costituiti da reti elettrosaldate in acciaio ad aderenza migliorata, curandone in particolare la sovrapposizione dei fogli, che deve avvenire per almeno due maglie, e risvoltandola per almeno  $50\text{cm}$  in corrispondenza degli spigoli verticali interni ed esterni compresi legature, sfridi e piegature. Reti elettrosaldate costituite da fogli  $\varnothing 8 \times 15$  per i pannelli 1 e 2 e  $\varnothing 6 \times 15$  per il pannello 3, saranno posizionate ad almeno  $1\text{ cm}$  dal filo muro mediante idonei distanziatori e collegate con spezzoni di tondino, di diametro non inferiore a  $\varnothing 8$  inghisati nei fori precedentemente ricavati con malta cementizia fluida a ritiro controllato, legati con filo di ferro ricotto o saldati alle maglie della rete e.s. in corrispondenza degli incroci e risvoltanti su questa per almeno  $10\text{-}15$  centimetri;
- preparazione di miscela secca di sabbia e cemento titolo 425 dosato a  $3\text{q}/\text{mc}$  oppure titolo 325 dosato a  $3,5\text{q}/\text{mc}$ ; impasto della miscela con acqua in modo da ottenere un impasto fluido senza impiego di qualunque tipo di calci idrauliche; applicazione sulla parete muraria dell'impasto ottenuto fino a raggiungere uno spessore minimo di  $4\text{-}5\text{cm}$ , tirato a riga;

## SEZIONE TRASVERSALE U.S. 4

INTERVENTO DI RINFORZO PANNELLI CONTROTERRA





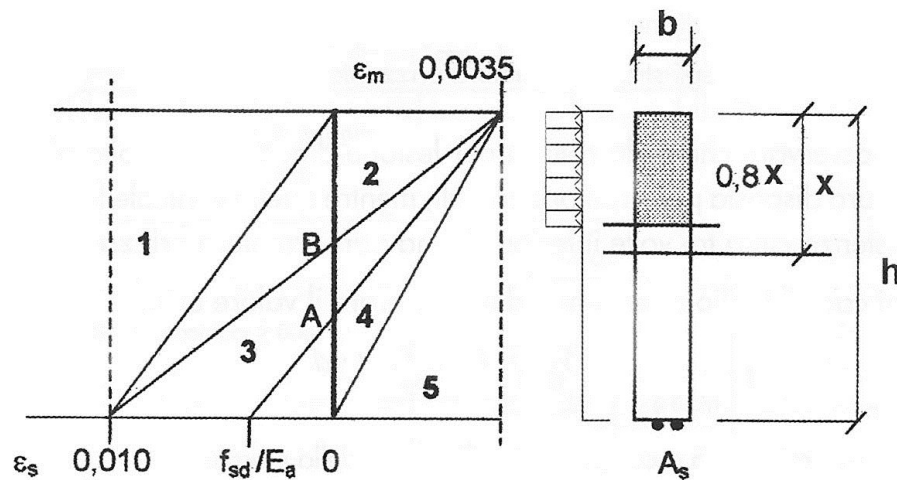
<b>RETE ELETTRORISALDATA Ø6 15 x15 B450C</b>		
Resistenza snervamento caratteristica	$f_{yk}$	450 $N/mm^2$
Coeff. sicurezza	$\gamma_s$	1.15
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	391.3 $N/mm^2$
Modulo Elastico Acciaio	$E_a$	210000 $N/mm^2$
Diametro barre	$\phi_v$	6 mm
Passo barre Verticali	$p_v$	150 mm
Area acciaio verticale a metro	$A_{sv}$	1.88 $cm^2/m$
Passo barre Orizzontali	$p_h$	150 mm
Area acciaio orizzontale a metro	$A_{sh}$	1.88 $cm^2/m$

### 5.2.4.1 Dominio di resistenza a Presso-Flessione

L'introduzione di armatura lenta attuato con il placcaggio della muratura, permette la verifica della stessa come se fosse una sezione di muratura armata, il calcolo allo stato limite ultimo si esegue, in modo analogo alle sezioni di calcestruzzo armato cfr. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Normalmente si tratta di "armature deboli" nelle quali il collasso avviene per snervamento dell'acciaio. Si fissano alcune ipotesi:

- Diagramma delle compressioni rettangolare
- Valore della resistenza di calcolo della muratura  $0.85f_d$
- Zona compressa di profondità ridotta  $0.80x$  (con  $x$  posizione dell'asse neutro)
- Deformazioni massime:
  - $\varepsilon_m = 0.35\%$  per la muratura compressa
  - $\varepsilon_s = 1\%$  per l'acciaio teso

Si riporta sotto lo schema di deformazione della sezione:



Specifichiamo i seguenti parametri adimensionali:

$$\xi = x/h$$

$$\alpha_s = \sigma_s/f_{sd}$$

$$\omega_s = A_s \cdot f_{sd}/b \cdot h \cdot f_d$$

$$n = N_d/b \cdot h \cdot f_d$$

$$m = M_d/b \cdot h^2 \cdot f_d$$

dove si indica con



$b$	larghezza della sezione
$\sigma_s$	tensione dell'armatura tesa
$f_{sd}$	tensione di calcolo allo stato limite ultimo dell'armatura ( $f_{sd} = f_{yd}$ )
$A_s$	area di armatura tesa
$f_d$	tensione di calcolo a compressione della muratura
$N_d$	sforzo normale di calcolo
$M_d$	momento flettente di calcolo

Si scrivono le equazioni di equilibrio della sezione alla traslazione ed alla rotazione rispetto al baricentro della sezione rettangolare  $b \cdot h$ :

$$N_d = 0.8x \cdot b \cdot f_d - \sigma_s \cdot A_s$$

$$M_d = \frac{h}{2} \cdot \sigma_s \cdot A_s + 0.8x \cdot b \cdot f_d \cdot \left(\frac{h}{2} - 0.4x\right)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{h-x} = \frac{\varepsilon_{m,max}}{x}$$

Che adimensionalizzate divengono:

$$n = 0.8\xi - \alpha_s \cdot \omega_s$$

$$m = 0.5\alpha_s \cdot \omega_s + 0.8\xi(0.5 - 0.4\xi)$$

$$\xi = \frac{1}{1 + \varepsilon_s/\varepsilon_{m,max}}$$

Queste tre equazioni permettono di tracciare un dominio di resistenza, ovvero calcolare caso per caso la resistenza ultima di una sezione di muratura armata.

In merito ai campi di dominio si nota quanto segue:

- CAMPO 1 è caratterizzato da sollecitazioni di trazione e flessione;
- CAMPO 2 si riferisce a sollecitazioni di presso flessione con bassa percentuale di armatura;
- CAMPO 3 è relativo a sezioni ben progettate, nelle quali la rottura avviene sia per snervamento dell'acciaio teso, che compressione della muratura;
- CAMPO 4 si riferisce a sezioni con forte armatura, per le quali il collasso avviene per schiacciamento della muratura;
- CAMPO 5 denota collasso per solo schiacciamento della muratura a pressione semplice

È necessario stabilire subito in quale campo si deve operare, per fare ciò è necessario individuare l'armatura corrispondente alla zona A e B dello schema.

Il **punto A** delimita le sezioni che sono fortemente armate; esso è caratterizzato dai seguenti valori:

$$\xi = \frac{1}{1 + \varepsilon_s / \varepsilon_{m,max}} = \frac{1}{1 + (f_{sd} / E_s) / 0.0035}$$

Ed essendo il modulo elastico dell'acciaio  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$  risulta

$$\xi = \frac{1}{1 + 1.36 \cdot 10^{-3} f_{sd}}$$

E indicando la percentuale geometrica di armatura  $\mu = A_s / b \cdot h$ . Si può valutare un valore critico di riferimento:

$$\mu_A = 0.8 \xi \frac{f_d}{f_{sd}}$$

Il **punto B** delimita le sezioni che sono debolmente armate; è caratterizzato invece dai valori:

$$\xi = \frac{1}{1 + \varepsilon_s / \varepsilon_{m,max}} = \frac{1}{1 + 0.010 / 0.0035} = 0.259$$

E indicando la percentuale geometrica di armatura  $\mu = A_s / b \cdot h$ . Si può valutare un valore critico di riferimento:

$$\mu_B = 0.8 \cdot 0.259 \frac{f_d}{f_{sd}} = 0.207 \frac{f_d}{f_{sd}}$$

Per la pressoflessione con grande eccentricità si ha quanto segue:

### CAMPO 2 e 3

Essendo l'armatura allo stato ultimo:  $\sigma_s = f_{sd}$ , le equazioni di equilibrio diventano semplicemente

$$\begin{aligned} \alpha_s &= 1 \\ n &= 0.8 \xi - \omega_s \\ m &= 0.5 \omega_s + 0.8 \xi (0.5 - 0.4 \xi) \end{aligned}$$

### CAMPO 4

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \left( \frac{E_s \cdot 0.0035}{f_{sd}} \right) \frac{1 - \xi}{\xi} \\ n &= 0.8 \xi - \alpha_s \cdot \omega_s \end{aligned}$$

$$m = 0.5\alpha_s \cdot \omega_s + 0.8 \xi(0.5 - 0.4\xi)$$

Con queste relazioni è possibile tracciare i domini di resistenza richiesti.

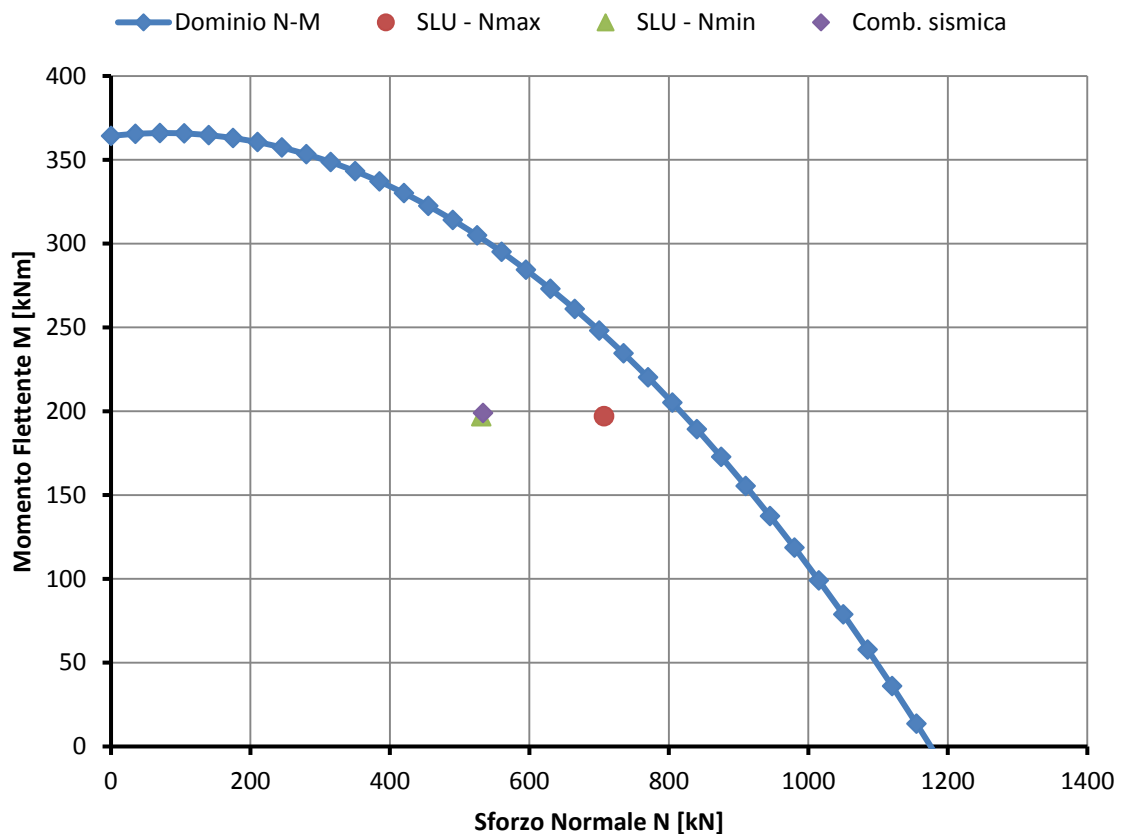
### 5.2.4.2 Verifica post intervento

Si riportano le sollecitazioni di progetto per i tre pannelli analizzati, seguite dal momento resistente della sezione  $M_{Rd}$ , corrispondente al valore di sforzo normale sollecitante  $N_{Sd}$ . Più sotto il dominio di resistenza della sezione di muratura rinforzata, calcolato come indicato nel § 5.2.4.1.

#### Pannello 1

Dimensioni  $[L \times H \times S]$   $4.46m \times 2.10m \times 0.80m$ .

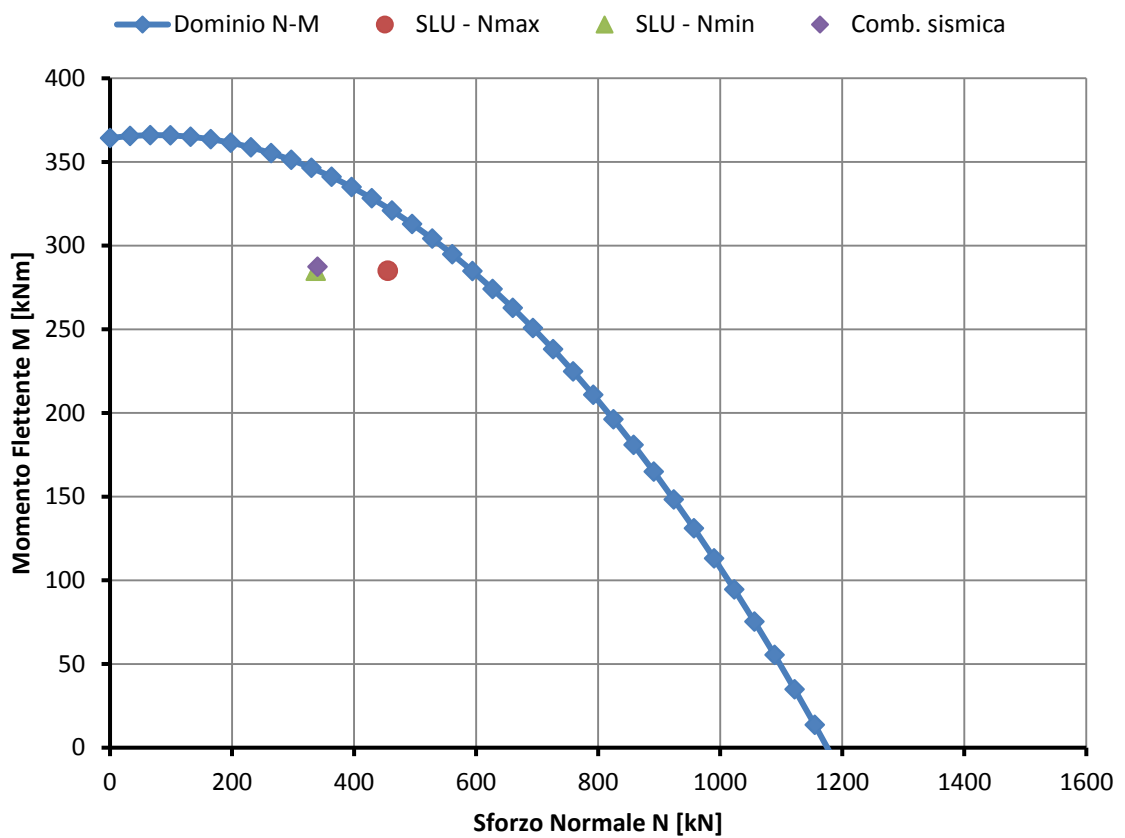
SEZIONE B (Distanza dal piede $x_0 = 1.07m$ )	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kNm]		$M_{Rd}$ [kNm]
Combinazione SLU - Nmax	707	197	<	245
Combinazione SLU - Nmin	531	197	<	303
Combinazione sismica	534	199	<	302



Pannello 2

Dimensioni [L × H × S] 4.46m × 3.12m × 0.80m.

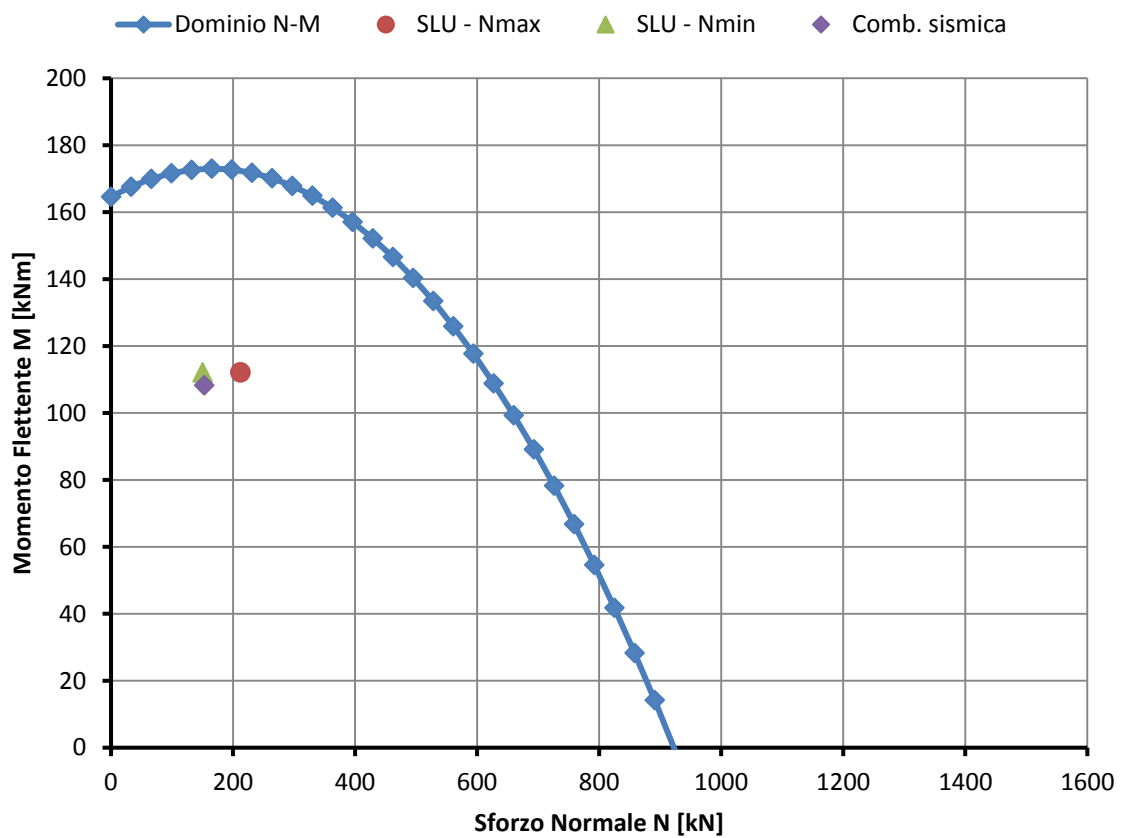
SEZIONE B (Distanza dal piede $x_0 = 1.63m$ )	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kNm]		$M_{Rd}$ [kNm]
Combinazione SLU - Nmax	455	285	<	323
Combinazione SLU - Nmin	337	285	<	345
Combinazione sismica	340	287	<	345



Pannello 3

Dimensioni  $[L \times H \times S]$   $4.46m \times 2.80m \times 0.60m$ .

SEZIONE B (Distanza dal piede $x_0 = 1.55m$ )	$N_{Sd}$ [kN]	$M_{Sd}$ [kNm]		$M_{Rd}$ [kNm]
Combinazione SLU - Nmax	212	112	<	172
Combinazione SLU - Nmin	150	112	<	173
Combinazione sismica	153	108	<	173



Con il rinforzo eseguito tutti pannelli risultano verificati.

## 6 MECCANISMI DI COLLASSO

---

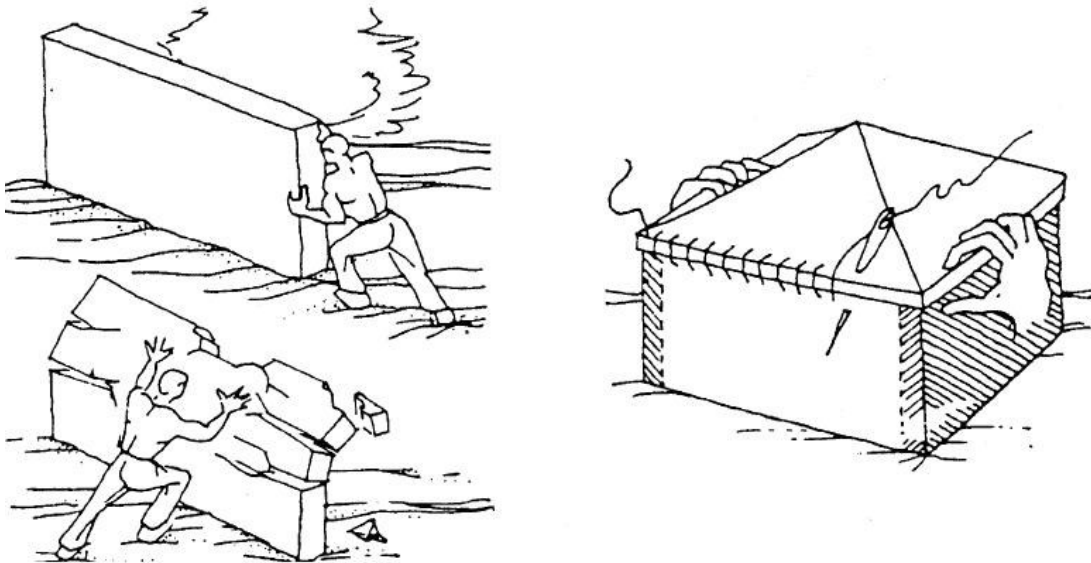
Nella valutazione della risposta sismica di un aggregato esistente assume un ruolo di fondamentale importanza la scelta del metodo di analisi della struttura. Nei manufatti storici in pietrame o muratura è spesso difficile individuare una schematizzazione della struttura del fabbricato, come avviene per gli edifici moderni. In questi casi non si riesce a fare una netta distinzione tra gli elementi portanti e portati, ma tutti in maniera più o meno chiara concorrono alla risposta strutturale. Inoltre l'evoluzione temporale dell'aggregato, cedimenti, dissesti ed eventuali danni indotti da precedenti eventi, portano alla formazione di sconnessioni nel solido murario impedendo la trasmissione delle sollecitazioni di trazione.

Per tutte queste ragioni l'utilizzo di un modello globale della struttura è oltre che di difficile realizzazione, anche poco attendibile in quanto una analisi dinamica basata sulla sovrapposizione di modi indipendenti di vibrare dell'intera costruzione non tiene conto delle micro e macro sconnessioni che portano ogni elemento a vibrare con una propria frequenza. Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali. Anche le indicazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici affermano che *“non è quasi mai realistico studiare l'intero edificio come un'unica scatola pluriconnessa ma è opportuno ricercare l'eventuale tallone d'Achille della costruzione l'analisi sismica globale prevista dalle norme va intesa nel senso che la globalità dell'edificio deve essere passata in rassegna per individuare i possibili meccanismi di dissesto che l'azione sismica può provocare in ogni sua parte”*.

In questa ottica diventa fondamentale la scomposizione della struttura nei suoi elementi costituenti e lo studio tramite opportune osservazioni, coadiuvate dall'applicazione della scienza delle costruzioni, dei possibili meccanismi di danno. Si possono distinguere due modalità di danno fondamentali: i cosiddetti meccanismi di primo e secondo modo (Giuffrè, 1993).

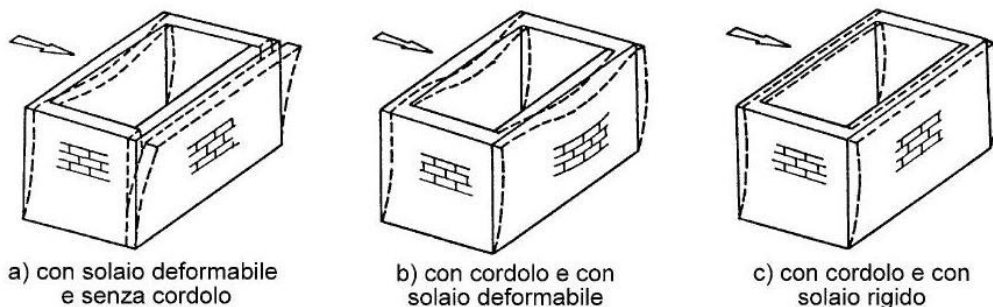
I meccanismi di 1° modo coinvolgono prevalentemente la risposta fuori piano delle pareti, queste vengono sollecitate nella loro “direzione debole”, il collasso avviene per perdita di equilibrio.

I meccanismi di 2° modo sono associati invece all'attivazione della risposta nel piano delle stesse, stavolta la sollecitazione è complanare alla parete e il collasso avviene per una crisi legata alla resistenza dei materiali.



Come noto un buon sistema di collegamento tra le pareti e tra queste e gli orizzontamenti porta alla realizzazione del cosiddetto comportamento "scatolare". Questa è la situazione ideale, in cui per qualsiasi direzione dell'azione sismica la struttura riesce ad opporsi tramite delle pareti poste in "direzione forte", purtroppo però non sempre l'ammorsamento tra pareti e pareti e tra pareti e orizzontamenti è tale da realizzare questa condizione.

Anche la rigidità dei solai nel proprio piano assume un ruolo fondamentale, solai rigidi ripartiscono le azioni fra le pareti in base alla loro rigidità ed alla posizione in pianta, favorendo, inoltre, l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano. Di contro, nel caso di solai molto flessibili, la ripartizione delle azioni sulle varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area d'influenza dei carichi verticali, accentuandone il comportamento indipendente.





Lo studio dei meccanismi di collasso nella condizione pre-sisma è di fondamentale importanza per capire le carenze strutturali dei singoli edifici ed elaborare successivamente una strategia riabilitativa. Dallo studio dello stato di danno effettuato sul campo è stato possibile individuare i crolli manifesti e incombenti provocati dall'evento sismico, ma questi non sono sufficienti per mappare in modo completo le carenze dell'aggregato, per questo è necessario uno studio pregresso dello stesso. Meccanismi che non si sono attivati per questo particolare sisma non è detto che non si possano innescare in futuro anche per eventi di minore intensità, ma con direzione, durata, ampiezza e contenuto in frequenza sicuramente diversi.

Sono previsti due possibili metodi di analisi limite dell'equilibrio:

- Analisi cinematica lineare
- Analisi cinematica non lineare

In realtà il secondo metodo è un approfondimento del primo, infatti prevede il calcolo delle medesime grandezze attraverso un impianto di verifica più complesso. In questa sede verranno affrontati entrambi i metodi di verifica.

## 6.1 Analisi cinematica lineare

L'applicazione del metodo di verifica presuppone l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore, rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento  $d_k$  di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ( $\alpha = 0$ ). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica

Il metodo dei cinematismi di collasso si basa sul secondo teorema dell'analisi limite (o teorema cinematico): "il carico limite è il minore di tutti i carichi che si possono ottenere disponendo zone plasticizzate in posizioni arbitrarie del sistema e calcolando il carico che corrisponde al meccanismo così realizzato". In altre parole, il carico limite è il minore dei carichi cinematicamente ammissibili e quindi il moltiplicatore di collasso è il più piccolo di tutti i moltiplicatori cinematici.

Si opera ipotizzando che la rottura interessi esclusivamente determinate pareti o zone dell'edificio, il problema consiste nell'identificare tra tutti i possibili cinematismi quello che corrisponde al carico limite minore, quindi al più piccolo moltiplicatore di collasso.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  al crescere dello spostamento  $d_k$  di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione  $a^*$  e spostamento  $d^*$  spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizzerà:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche);
- eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).

Assegnata una rotazione virtuale  $\theta_k$  al generico blocco  $k$ , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore  $\alpha_0$  si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{i=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

Dove:

- $n$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- $m$  è il numero delle forze peso  $P_j$  non direttamente gravanti sui blocchi della catena cinematica, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sui blocchi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- $o$  è il numero delle forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- $P_i$  è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- $P_j$  è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione della forza peso  $P_i$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica;

$\delta_{x,j}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione della forza peso  $P_j$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica;

$\delta_{y,i}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione della forza peso  $P_i$ , con segno positivo se verso l'alto;

$F_h$  è la generica forza esterna in valore assoluto applicata ad un blocco;

$\delta_h$  è lo spostamento virtuale del punto di applicazione della forza peso  $F_h$ , nella stessa direzione della forza  $F_h$  con segno positivo se discorde;

$L_{fi}$  è il lavoro di eventuali forze interne, ad esempio quelle dovute all'ingranamento tra i conci murari.

Avendo ipotizzato nullo lo scorrimento tra i blocchi, il lavoro delle forze interne può essere assunto con buona approssimazione nullo, per cui l'equazione del principio dei lavori virtuali porta a:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{i=1}^o F_h \delta_h = 0$$

Attraverso l'uguaglianza tra il lavoro compiuto dalle forze esterne al sistema e quello interno è possibile determinare il moltiplicatore di collasso relativo al meccanismo locale considerato, indicato attraverso il coefficiente  $\alpha_0$ . Questo parametro rappresenta il coefficiente moltiplicativo dell'azione orizzontale che attiva il meccanismo, poiché le forze verticali presenti sono dovute all'accelerazione di gravità;  $\alpha_0$  può essere analogamente definito come il rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti. A tale meccanismo corrisponde un'accelerazione spettrale  $\alpha_0^*$  calcolata in funzione del coefficiente  $\alpha_0$ , tenendo tuttavia conto della massa partecipante (espressa direttamente dalla grandezza  $M^*$  o della frazione di massa partecipante  $e^*$ ) e del fattore di confidenza  $FC$  il quale rappresenta unicamente un coefficiente di sicurezza funzione dell'approfondimento conoscitivo dell'edificio.

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} \quad e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

## 6.1.1 Verifiche di sicurezza

### 6.1.1.1 Stato limite di danno (SLD)

La verifica per lo stato limite di danno, fa parte degli Stati Limite di Esercizio, ovvero al suo accertamento richiede che l'edificio subisca danni limitati, tali da non mettere a rischio la vita degli occupanti, e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e rigidità della struttura nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali. La norma impone l'obbligatorietà della verifica solo per edifici di nuova costruzione, mentre per quelli esistenti il suo adempimento è solo auspicabile. Nel seguito della trattazione saranno eseguite solo le verifiche allo stato limite di salvaguardia della vita.

### 6.1.1.2 Stato limite salvaguardia della vita (SLV)

La verifica allo stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali può essere svolta con due differenti metodi, in funzione che il metodo di analisi sia quello cinematico lineare o non lineare. Per adesso utilizzeremo il metodo semplificato con fattore di struttura  $q$ , nel seguito verrà affrontata anche la verifica mediante spettro di capacità, nel corso dell'analisi non lineare di alcuni meccanismi.

Il procedimento di verifica con fattore di struttura distingue il caso in cui l'elemento da verificare sia appoggiato a terra ( $z = 0$ ) o situato ad una certa quota della costruzione ( $z \neq 0$ ); nel secondo caso il terremoto sarà filtrato dalla struttura che potrà amplificarlo (o deamplificarlo). La norma prevede comunque in entrambi i casi, la verifica del cinematicismo come se fosse posto al suolo, cioè si opera un confronto fra l'accelerazione spettrale corrispondente all'attivazione del meccanismo ( $a_0^*$ ) e l'accelerazione orizzontale del terremoto al suolo. Nel caso poi che il blocco sia in quota, è necessario confrontare anche l'accelerazione spettrale con il valore di accelerazione presente nella posizione di innesco del meccanismo; tale valore si ottiene amplificando opportunamente il precedente.

ANALISI CINEMATICA LINEARE – VERIFICA SLV	
$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q}$	$(z=0 ; z \neq 0)$
$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$	$(z \neq 0)$

dove

$a_g$  accelerazione orizzontale e su suolo rigido funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento, per un periodo  $T = 0$ ;

$S$  coefficiente funzione della tipologia di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$q$  è il fattore di struttura che può essere assunto uguale a 2.

$S_e(T_1)$  è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 10%) e del periodo di riferimento  $V_R$ , calcolato in funzione del periodo proprio  $T_1$ ;

$T_1$  è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata, esso può essere valutato attraverso la formulazione semplificata

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad C_1 = \begin{cases} 0,085 & \text{per costr. a struttura in acciaio} \\ 0,075 & \text{per costr. a struttura in cls} \\ 0,050 & \text{per qualsiasi altro tipo di struttura} \end{cases}$$

$H$  è l'altezza della costruzione in metri rispetto al piano di fondazione

$\psi(z)$  è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio. In assenza di valutazioni più accurate. può essere calcolato attraverso la formulazione seguente:

$$\psi(z) = \frac{z}{H}$$

$\gamma$  è il coefficiente di partecipazione modale. In assenza di valutazioni più accurate è calcolato attraverso la formulazione seguente, dove  $N$  è il numero dei piani dell'edificio.

$$\gamma = \frac{3N}{2N + 1}$$

### 6.1.2 Trattazione analitica dei meccanismi di 1° modo

Come già detto nei meccanismi di danno di primo modo sono compresi tutti i cinematismi che innescano nelle pareti murarie investite da azioni sismiche ortogonali dei ribaltamenti fuori dal piano. La risposta della parete alle azioni ortogonali dipende, oltre che dalle dimensioni, anche dalla natura e dalle caratteristiche della muratura (monoliticità trasversale, caoticità e disomogeneità della tessitura). In funzione delle condizioni al contorno della parete, e in particolar modo dell'ammorsamento tra le pareti ortogonali e della presenza o meno di elementi di contenimento (catene metalliche, cordoli...) o spinta (volte) il meccanismo innescato sarà di diverso tipo. Per individuare il corretto meccanismo devono essere eseguite indagini visive per individuare eventuali stati di fessurazione già presenti e indagini conoscitive per stabilire tutti i parametri necessari per lo studio analitico dello stesso. Si riporta di seguito un elenco dei meccanismi più frequenti, osservati in seguito a eventi sismici:

- Ribaltamento semplice di parete monolitica
- Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina
- Ribaltamento composto di cuneo diagonale
- Ribaltamento composto di cuneo a doppia diagonale
- Ribaltamento del cantonale
- Flessione verticale di parete monolitica
- Flessione verticale di parete a doppia cortina
- Flessione orizzontale di parete monolitica non efficacemente confinata
- Flessione orizzontale di parete monolitica efficacemente confinata
- Flessione orizzontale di parete a doppia cortina
- Sfondamento della parete del timpano

Nel seguito verrà analizzato il metodo analitico di calcolo solo dei meccanismi di interesse per l'aggregato in esame. Verrà fatto riferimento alle schede redatte dal ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) per determinare il moltiplicatore di collasso di ogni meccanismo.

Si riportano di seguito i simboli utilizzati nella successiva trattazione analitica, con l'indicazione del significato ad essi attribuito.

$\alpha$  è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;

$n$  è il numero di piani interessati dal cinematismo;

$W_i$  è il peso proprio della parete al piano *i-esimo* o del macroelemento *i-esimo*;

- $W_{Oi}$  è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- $F_{Vi}$  è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $F_{Hi}$  è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $P_{Si}$  il peso del solaio agente sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $P_{SOi}$  è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento;
- $P_{Vij}$  rappresenta l' $i$ -esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento  $j$ -esimo;
- $P$  è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- $N$  è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- $H$  rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;
- $P_H$  rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- $P_{Hij}$  è l' $i$ -esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo  $j$ -esimo;
- $T_i$  rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano  $i$ -esimo;
- $s_i$  è lo spessore della parete al piano  $i$ -esimo;
- $h_i$  è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano  $i$ -esimo oppure è l'altezza del macroelemento  $i$ -esimo;
- $h_{pi}$  è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano  $i$ -esimo;
- $L_i$  è la lunghezza del macroelemento  $i$ -esimo;
- $x_{Gi}$  è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo  $i$ -esimo;
- $y_{gi}$  è il braccio verticale del peso proprio del corpo  $i$ -esimo;
- $x_{gOi}$  è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento;
- $y_{gOi}$  è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento;



- $d$  è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- $d_i$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $d_{ij}$  è il braccio orizzontale dell' $i$ -esimo carico verticale applicato in testa al corpo  $j$ -esimo;
- $d_{oi}$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco nelle pareti di controvento;
- $a_i$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $h_{vi}$  è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano  $i$ -esimo;
- $d_{vi}$  è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano  $i$ -esimo.

### 6.1.2.1 Ribaltamento semplice di parete monolitica

Il ribaltamento semplice è uno dei meccanismi più frequenti in edifici esistenti, si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di esse, intorno a una cerniera cilindrica orizzontale, posta alla base della parete ribaltante.

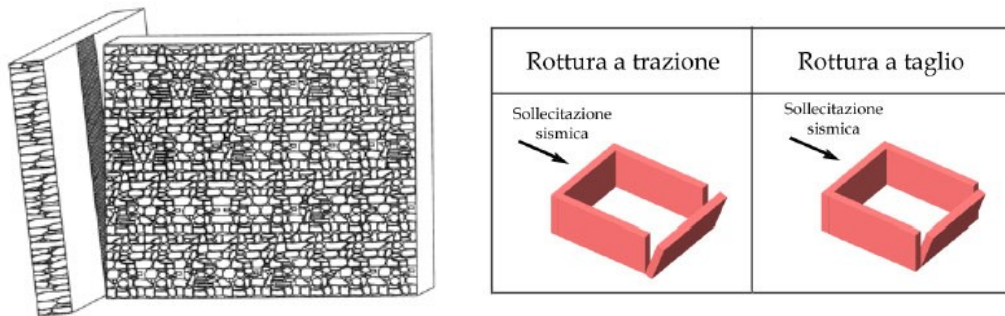


Fig. 6.1-1. Meccanismo di ribaltamento semplice (dispense L. Galano, A. Vignoli)

Il distacco della parete può avvenire in due modi per rottura a trazione o a taglio, nel primo caso il distacco della facciata avviene con semplice allontanamento dal muro di controvento, indice che la facciata è stata realizzata per semplice accostamento, nel secondo caso si ha una rottura a taglio per scorrimento tra la parete che ribalta ed il muro di controvento.

#### Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

#### Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Intersezioni murarie di cattiva qualità;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati.

#### Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

#### Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria (a sacco, carenza di diatoni);
- diverse geometrie della parete, in relazione alla
- presenza di discontinuità o di aperture.



Fig. 6.1-2. Ribaltamento semplice di piano terra e 1° piano (MEDEA, Papa e Zuccaro, 2001)



Fig. 6.1-3. Ribaltamento semplice di 1° piano (MEDEA, Papa e Zuccaro, 2001)

La determinazione del moltiplicatore di collasso può essere effettuata uguagliando il momento stabilizzante e quello ribaltante per poi ricavare il valore di  $\alpha$ .

Momento stabilizzante:

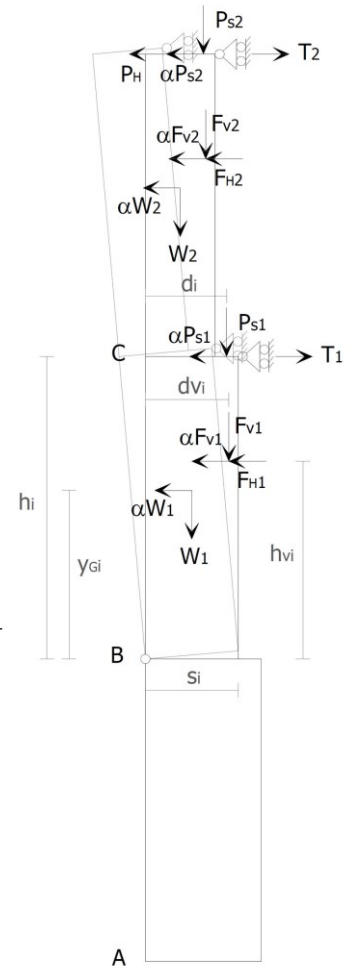
$$M_s = \sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} d_i + \sum_{i=1}^n T_i h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_r = \alpha \left[ \sum_{i=1}^n W_i y_{gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} h_{Vi} + P_H h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} d_i + \sum_{i=1}^n T_i h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\left[ \sum_{i=1}^n W_i y_{gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} h_i \right]}$$



### 6.1.2.2 Ribaltamento composto di cuneo diagonale

Nel caso in cui la tessitura muraria sia di buona qualità e siano presenti elementi di collegamento tra la facciata e le murature di controvento, si può verificare, durante il ribaltamento, l'asportazione di porzioni cuneiformi di parete di controvento.

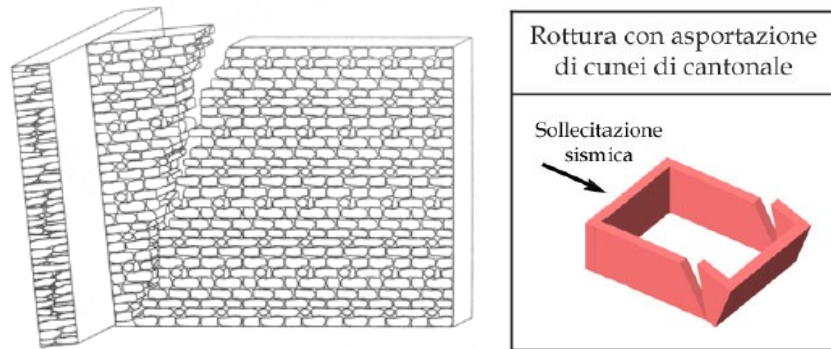


Fig. 6.1-4. Ribaltamento composto di cuneo diagonale (dispense L. Galano, A. Vignoli)

L'ampiezza del cuneo, e perciò l'angolo che questo forma con la verticale, dipendono dal tipo di muratura e si adottano abitualmente i valori limite di  $15^\circ$  per murature in pietra e  $30^\circ$  per murature in laterizio. La superficie di distacco è anche influenzata dalla presenza di aperture (porte e finestre), che possono modificare la geometria del cuneo.

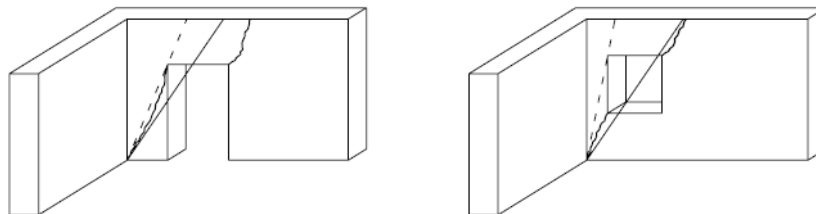


Fig. 6.1-5. Muro di controvento con porta e finestra (dispense L. Galano, A. Vignoli)

#### Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Efficace connessione con le murature ortogonali.

#### Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;

- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Muratura con ridotte proprietà meccaniche.

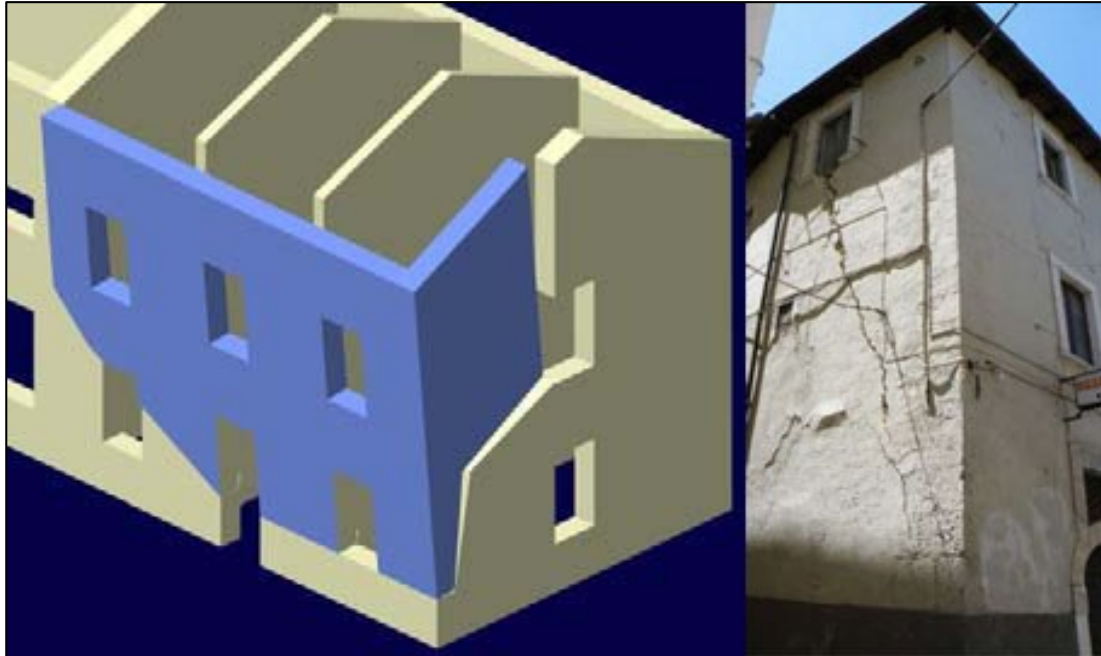
#### **Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:**

- Lesioni diagonali sulle pareti di controvento;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

#### **Differenti varianti del meccanismo**

Il ribaltamento composto può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- diverse geometrie del macroelemento, in relazione alla qualità della muratura della parete di controvento ed alla presenza di aperture nella stessa, nonché alla tipologia degli orizzontamenti sovrastanti (se rigidi si possono definire cunei di distacco a doppia diagonale).



*Fig. 6.1-6. Ribaltamento composto con cuneo diagonale di porzione di facciata (MEDEA, Papa e Zuccaro, 2001)*

La determinazione del moltiplicatore di collasso può essere effettuata uguagliando il momento stabilizzante e quello ribaltante per poi ricavare il valore di  $\alpha$ .

Momento stabilizzante:

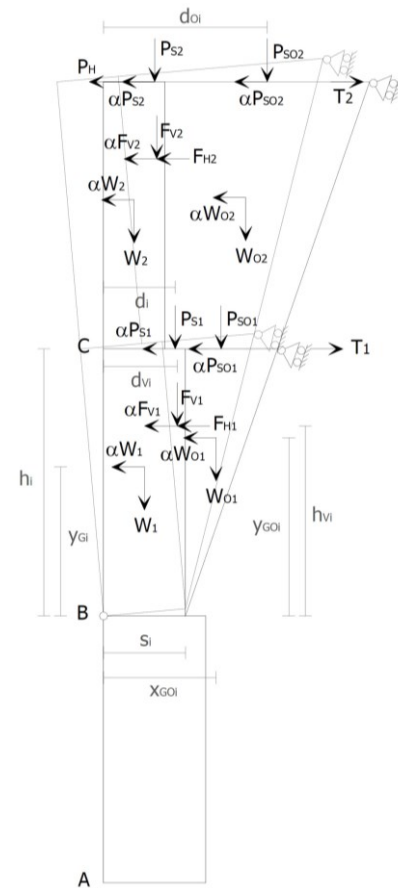
$$M_s = \sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^n W_{Oi} x_{GOi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} d_i + \sum_{i=1}^n P_{SOi} d_{Oi} + \sum_{i=1}^n T_i h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_r = \alpha \left[ \sum_{i=1}^n W_i y_{gi} + \sum_{i=1}^n W_{Oi} y_{GOi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} h_i + \sum_{i=1}^n P_{SOi} h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} h_{Vi} + P_H h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i=1}^n W_{Oi} x_{GOi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} d_i + \sum_{i=1}^n P_{SOi} d_{Oi} + \sum_{i=1}^n T_i h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\left[ \sum_{i=1}^n W_i y_{gi} + \sum_{i=1}^n W_{Oi} y_{GOi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} h_i + \sum_{i=1}^n P_{SOi} h_i \right]}$$

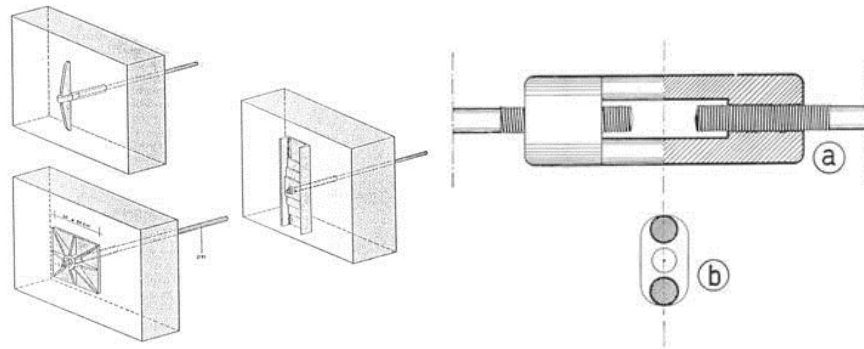


### 6.1.2.3 Calcolo dell'azione dei tiranti

L'utilizzo di catene metalliche come opera di consolidamento di edifici in muratura è molto diffuso e il loro utilizzo è di grande efficacia sia per organi provvisionali di presidio sia come strumenti permanenti di rinforzo. Gli elementi costituenti la catena metallica sono:

- Tirante propriamente detto, che consiste in un ferro tondo, quadro, o piatto;
- Capochiave costituenti gli organi di ritegno e realizzati: "a paletto" di lunghezza compresa tra 80 - 120 cm; "a piastra" ordinariamente circolare o quadrata di dimensioni di diametro/lato di 30 - 50 cm; "a imbracatura di paletti e traverse";

- Giunti di tensione, necessari per indurre un idoneo stato di tensione al tirante; sono foggiate “a gabbia” o “a manicotto” se disposti nelle regioni intermedie, mentre sono “a dado e vite” se applicati agli organi di ritegno terminali.



Per stabilire la loro efficacia nel contrastare l'innescò di meccanismi di rotazione nella parete è necessario determinare l'efficacia del sistema catena-muratura. La verifica si articola nel controllo di 3 possibili tipi di crisi:

1. meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti ( $T_1$ );
2. meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio ( $T_2$ );
3. meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressione di contatto ( $T_3$ ).

$$\begin{cases} T_1 = A \cdot f_y \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b+t) + 2 \cdot (a+t)] \cdot t \\ T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b \end{cases} \quad T = \min \{T_1, T_2, T_3\}$$

dove

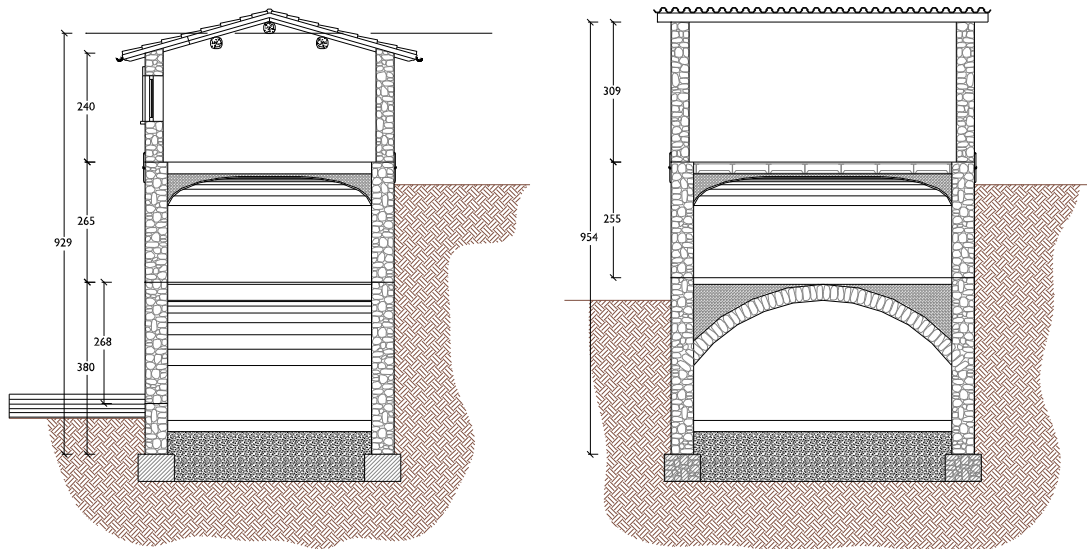
- $f_y$  è la tensione di snervamento dei tiranti;  
 $A_s$  è l'area della sezione trasversale dei tiranti;  
 $a$  è l'altezza delle piaste di ancoraggio  
 $b$  è la larghezza delle piaste di ancoraggio  
 $t$  è lo spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti  
 $\sigma_r$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura  
 $f_v$  è la resistenza a taglio di calcolo della muratura



## 6.1.3 Analisi dei meccanismi lineari

### 6.1.3.1 Unità Strutturale 1

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguiti l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. Sono state analizzate le due facciate, frontale e laterale, come mostrato nella figura sotto.



<b>COPERTURA</b> (orditura in legno travi-travetti-assito)			
<b>G<sub>1</sub> Pesi propri:</b>			
Travetto in legno 8x8cm (interasse 80cm)	0.05		kN/m <sup>2</sup>
Trave in legno diametro (s=25cm)	0.29		kN/m
Tavolato in legno (s=4cm)	0.24		kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>			
Copertura in coppi/coppi	0.60		kN/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>			
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50		kN/m <sup>2</sup>
<b>SOLAIO 2° PIANO</b> (volta in foglio + putrelle e tavelloni)			
<b>G<sub>1</sub> Pesi propri:</b>			
Pianelle 3cm volta in foglio + intonaco	0.76		kN/m
Riempimento volta in foglio	5.76		kN/m
Travi IPE220 (interasse 80cm)	0.33		kN/m <sup>2</sup>
Tavelloni (s=6cm)	0.35		kN/m <sup>2</sup>
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=16cm)	2.08		kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>			
Pavimento (s=2cm)	0.40		kN/m <sup>2</sup>
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40		kN/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>			
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0.3$ )	2.00		kN/m <sup>2</sup>

I carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

COMBINAZIONE SISMICA		COPERTURA	2° PIANO	1° PIANO	
<b>FRONTALE</b>	Lunghezza della parete	6.21			m
	luce di solaio che insiste su muro	1.5	2.25	0	m
	Pesi propri <b>G<sub>1</sub></b>	0.43	12.72	-	kN/m di parete
	Permanenti portati <b>G<sub>2</sub></b>	0.90	1.80	-	kN/m di parete
	Accidentali <b><math>\psi_{2i} \cdot Q_{ik}</math></b>	0.00	1.35	-	kN/m di parete
	<b>TOTALE P<sub>si</sub></b>	8.27	98.56	0	kN
<b>LATERALE</b>	Lunghezza della parete	6.21			m
	luce di solaio che insiste su muro	1.5	2.25	0	m
	Pesi propri <b>G<sub>1</sub></b>	0.43	12.72	-	kN/m di parete
	Permanenti portati <b>G<sub>2</sub></b>	0.90	1.80	-	kN/m di parete
	Accidentali <b><math>\psi_{2i} \cdot Q_{ik}</math></b>	0.00	1.35	-	kN/m di parete
	<b>TOTALE P<sub>si</sub></b>	8.27	98.56	0	kN

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

Sia la parete frontale che quella laterale sono trattenute da rispettivamente due e una catene metalliche, seguendo la procedura di calcolo indicata nel cap. 6.1.2.3 è stato determinato il massimo tiro esplicabile dalla catena,

I tiranti sono costituiti da barre lisce di diametro  $\phi = 24\text{mm}$ .

<b>CARETTERISTICHE GEOMETRICHE</b>	Area della sezione trasversale del tirante $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	452.0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]	70.0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]	3.0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]	50.0
	Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	24.0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	210.0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0.2
	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	239.4
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	1.1
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100.0%
<b>PARAMETRI MECCANICI</b>	Fattore di confidenza $F_C$	1.35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2.00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	270.00
	Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	161.50
	Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	59.81
<b>TIRO DELLA CATENA</b>	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	1.11
	Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	122.0
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	13.1
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	13.4
	Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]	13.1

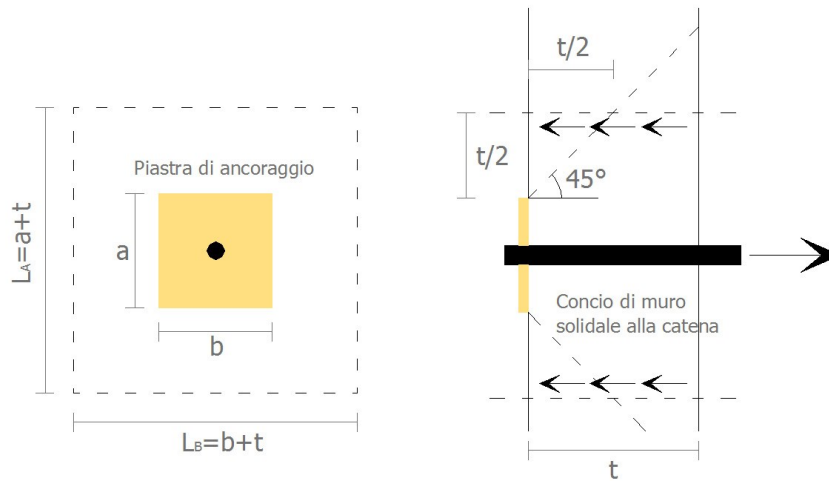


Fig. 6.1-7. Meccanismo di punzonamento della muratura

Il massimo tiro esplicabile da ogni catena prima che subentri uno dei tre meccanismi di rottura è di 13.1kN.

*Facciata frontale*

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.50	2.58	0.42	1.35
2	0.50	2.65	0.42	1.32
3	0.40	2.40	0.20	1.18

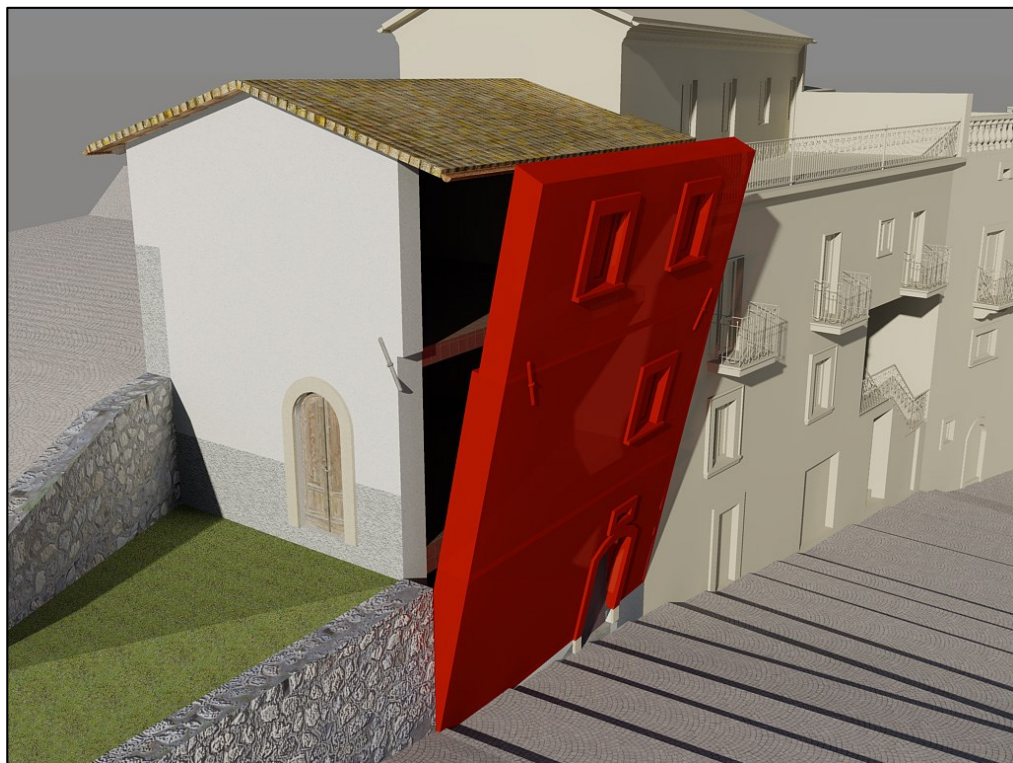
AZIONI SUI MACROELEMENTI			
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	137.3		
2	148.8	98.6	26.2
3	101.2	8.3	

MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
3 - 2 - 1	0.136	1.35	41.107	0.816	1.213
3 - 2	0.191		30.296	0.833	1.668
3	0.157		10.483	0.940	1.216

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA			
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA		
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]		
3-2-1	1.213	2.037	-	60%	<b>RIBALTAMENTO</b>
3-2	1.668		1.721	82%	<b>RIBALTAMENTO</b>
3	1.216		3.488	35%	<b>RIBALTAMENTO</b>

La verifica non risulta soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni, la presenza delle catene metalliche non è sufficiente a impedire l'attivarsi del meccanismo. Lo scarso effetto delle catene metalliche è da imputarsi a una scarsa qualità muraria, che impedisce alla catena di esplicare il proprio lavoro in modo corretto, in quanto sopravviene prematuramente una crisi della muratura per punzonamento.



Facciata laterale

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.50	2.65	0.42	1.38
2	0.40	2.90	0.33	1.46

AZIONI SUI MACROELEMENTI			
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	111.7	50.8	13.1
2	123.5	18.7	

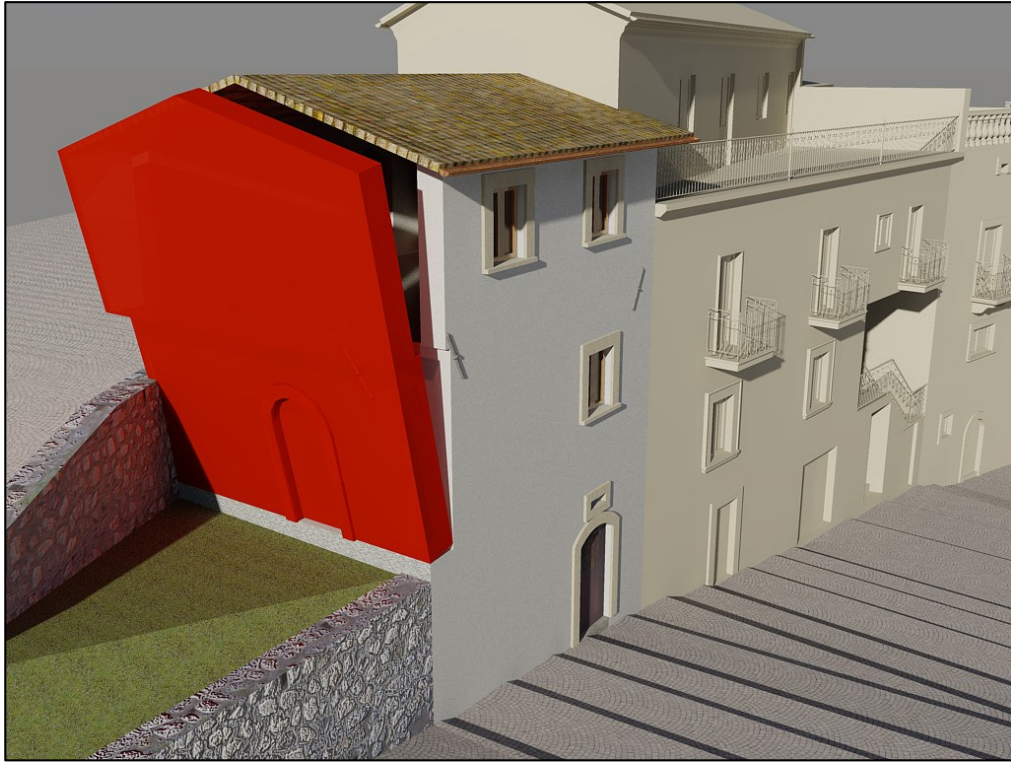
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	0.127	1.35	25.555	0.823	1.126
2	0.132		13.333	0.920	1.042

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA		
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA	
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
2 - 1	1.126	2.037	-	55%
2	1.042		0.177	51%

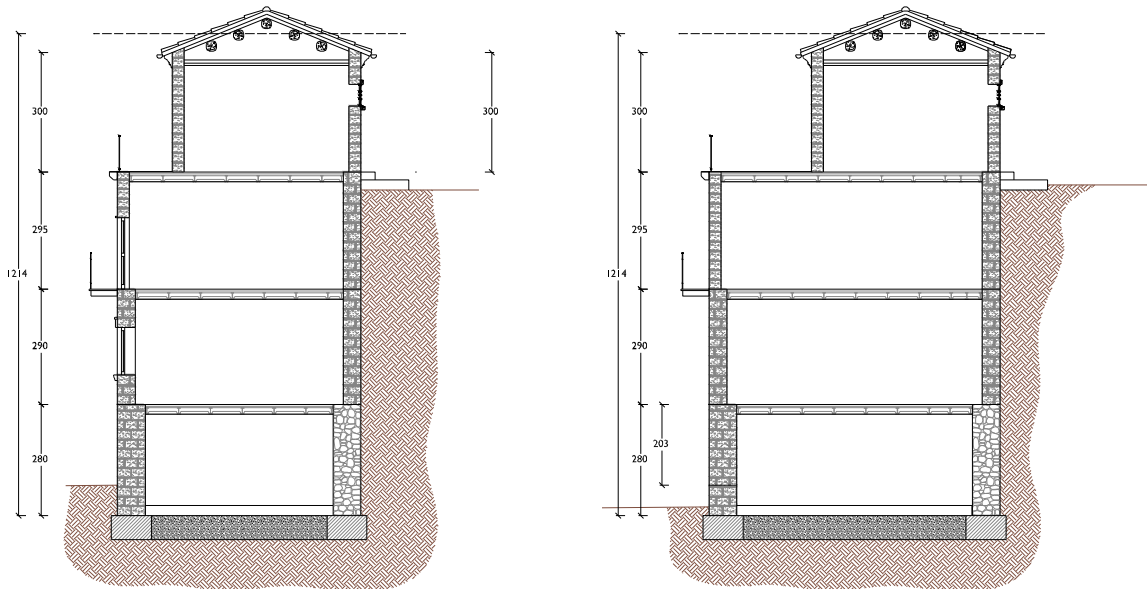
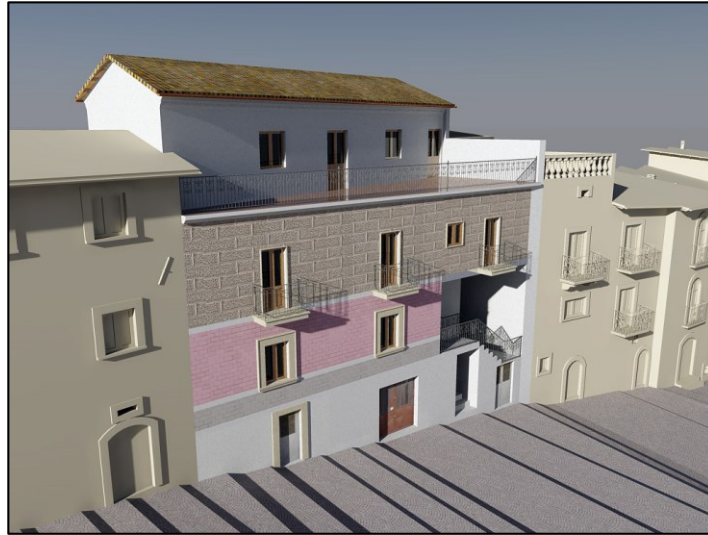
**RIBALTAMENTO**  
**RIBALTAMENTO**

Anche per questa facciata la verifica non risulta soddisfatta



### 6.1.3.2 Unità Strutturale 2

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di buon ammorsamento tra le pareti, per cui avremo il distacco di cunei dalla pareti perpendicolari alla facciata ribaltante.





SOLAIO 1°, 2° E 3° PIANO (putrelle e tavelloni)			
<b>G<sub>1</sub> Pesì propri:</b>			
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
Tavelloni (s=6cm)	0.35	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=16cm)	1.30	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>			
Pavimento (s=2cm)	0.40	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
Tramezzature 2° piano (forati 8cm+2 intonaci h=220cm)	2.55	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>			
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0.3$ )	2.00	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
CARICO DERIVANTE DALLA TRAVE IN ACCIAIO CHE GRAVA SUL MURO DEL 1° PIANO			
Peso a metro quadro del solaio (combinazione sismica)	3.30	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
Luce (perpendicolare alla trave) che grava sulla trave	1	<i>m</i>	
Luce della trave che grava sul muro	2.41	<i>m</i>	
Carico concentrato che grava sul muro	7.96	<i>kN</i>	
Eccentricità del carico (rispetto al filo esterno)	0.4	<i>m</i>	

I carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

COMBINAZIONE SISMICA		3° PIANO	2° PIANO	1° PIANO	
<i>Lunghezza della parete</i>		9.34			<i>m</i>
<i>luce di solaio che insiste su muro</i>		0.4	0.4	0.4	<i>m</i>
Pesi propri	<b>G<sub>1</sub></b>	0.76	0.76	0.76	<i>kN/m di parete</i>
Permanenti portati	<b>G<sub>2</sub></b>	0.32	0.32	0.32	<i>kN/m di parete</i>
Accidentali	<b><math>\psi_{2i} \cdot Q_{ik}</math></b>	0.24	0.24	0.24	<i>kN/m di parete</i>
TOTALE	<b>P<sub>si</sub></b>	12.33	12.33	12.33	<i>kN</i>



L'unità strutturale 2 è realizzata tramite blocchi di calcestruzzo pieni, l'unica parete in pietrame è quella in comune con l' US1, per questo motivo in corrispondenza della parete C è stata ipotizzata una superficie di distacco senza asportazione di cunei. I cunei che si formano in corrispondenza della parete A e B si formano a partire dal 1° piano, fino al 2° piano e hanno geometria irregolare dettata dalla presenza di apertura nella parete. L'angolo scelto per la determinazione del cuneo di distacco è di 15°, dedotto dalla letteratura tecnica e tipico di murature di scadente realizzazione.

CARICO DERIVANTE DAL CUNEO AMMORSATO ALLA PARETE	CUNEO A		CUNEO B	
	1°P	2°P	1°P	2°P
Spessore parete ammorsata [m]	0.45	0.3	0.45	0.3
Volume cuneo [m <sup>3</sup> ]	0.38	0.97	0.23	0.82
Peso cuneo [kN]	8.42	21.43	4.97	17.97
Dist. baricentro $X_G$ dalla cerniera [m]	0.23	0.61	0.16	0.52
Altezza baricentro $Y_G$ dalla cerniera [m]	0.68	0.91	0.61	0.82
Larghezza massima del cuneo [m]	1.82	1.65	1.77	1.69
Peso solaio che scarica sul cuneo [kN]	0.55	1.50	0.37	1.32
Dist. orizzontale carico solaio da cerniera [m]	3.76	10.22	5.06	17.80

Individuati i carichi agenti sulla parete e la geometria dei cunei di distacco, si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.2.

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]
1	0.70	2.03	0.58	1.08
2	0.45	2.90	0.40	1.46
3	0.30	2.95	0.25	1.54

GEOMETRIA DEI CUNEI			
Elevazione	Distanza orizzontale del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $X_{Go_i}$ [m]	Quota del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo $Y_{Go_i}$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{o_i}$ [m]
1			
2	0.66	1.80	0.67
3	0.87	1.67	0.99

AZIONI SUI MACROELEMENTI				
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Peso proprio del cuneo di controvento al piano i-esimo $W_{Oi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo $P_{SOi}$ [kN]
1	230.0	20.3		
2	249.2	12.3	13.4	8.8
3	162.9	12.3	39.4	28.0

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
3 - 2 - 1	0.087	1.35	58.477	0.739	0.860
3 - 2	0.104		41.717	0.777	0.973
3	0.205		22.838	0.923	1.617

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

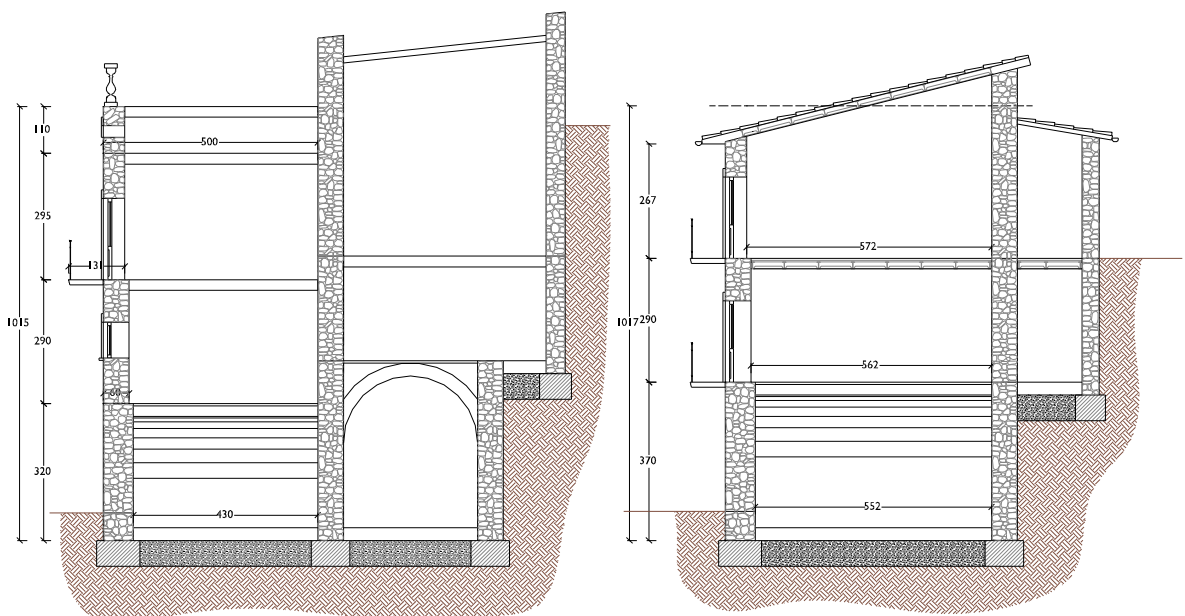
RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA			
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA		
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]		
3 - 2 - 1	0.860	2.037	-	42%	<b>RIBALTAMENTO</b>
3 - 2	0.973		0.715	48%	<b>RIBALTAMENTO</b>
3	1.617		1.455	79%	<b>RIBALTAMENTO</b>

La verifica non risulta soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni, nonostante la presenza dei cunei di parete ammortati portino ad una riduzione del moltiplicatore di collasso agli ultimi piani, questi non sono sufficienti a scongiurare il ribaltamento della stessa.



### 6.1.3.3 Unità Strutturale 3

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di scadente ammorsamento tra le pareti, data la geometria irregolare della facciata sono state considerate due distinte superfici di distacco per la parte sinistra e la parte destra.



<b>COPERTURA - PARTE SINISTRA (copertura praticabile in putrelle e tavelloni)</b>		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	$kN/m^2$
Tavelloni (s=6cm)	0.35	$kN/m$
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	$kN/m^2$
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>		
Guaina bituminosa doppio strato (s=1cm)	0.10	$kN/m^2$
Sottofondo per pendenze (sm=3cm)	0.55	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Carichi esercizio cat.H2. Copertura praticabile Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0$ )	2.00	$kN/m^2$
<b>SOLAIO 3° PIANO - PARTE SINISTRA (sottotetto putrelle e tavelloni)</b>		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	$kN/m^2$
Tavelloni (s=6cm)	0.35	$kN/m$
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Carichi esercizio cat.H1. Sottotetto ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	$kN/m^2$
<b>COPERTURA - PARTE DESTRA (copertura putrelle e tavelloni)</b>		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	$kN/m^2$
Tavelloni (s=6cm)	0.35	$kN/m$
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	$kN/m^2$
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>		
Guaina bituminosa doppio strato (s=1cm)	0.10	$kN/m^2$
Copertura in coppi/coppi	0.60	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	$kN/m^2$
<b>SOLAIO 2° PIANO - PARTE SINISTRA E DESTRA (putrelle e tavelloni)</b>		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	$kN/m^2$
Tavelloni (s=6cm)	0.35	$kN/m$
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	$kN/m^2$
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>		
Pavimento (s=1cm)	0.40	$kN/m^2$
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0.3$ )	2.00	$kN/m^2$

Al 1° piano è presente una volta in spessore che scarica il suo peso sulle pareti perpendicolari alla facciata.

I carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

COMBINAZIONE SISMICA		COPERTURA	3° PIANO	2° PIANO	
<b>PARTE SINISTRA</b>	Lunghezza della parete	4.64			m
	luce di solaio che insiste su muro	0.4	0.4	2.25	m
	Pesi propri $G_1$	0.76	0.76	4.28	kN/m di parete
	Permanententi portati $G_2$	0.26		1.80	kN/m di parete
	Accidentali $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$	0.00	0.00	1.35	kN/m di parete
	<b>TOTALE</b> $P_{si}$	4.74	3.53	34.47	kN

COMBINAZIONE SISMICA		COPERTURA	2° PIANO	1° PIANO	
<b>PARTE DESTRA</b>	Lunghezza della parete	3.50			m
	luce di solaio che insiste su muro	0.4	0.2	0	m
	Pesi propri $G_1$	0.76	0.76	-	kN/m di parete
	Permanententi portati $G_2$	0.28	0.32	-	kN/m di parete
	Accidentali $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$	0.00	0.24	-	kN/m di parete
	<b>TOTALE</b> $P_{si}$	3.64	4.62	0	kN

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

Parte sinistra

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.70	2.65	0.58	1.34
2	0.60	2.90	0.50	1.45
3	0.50	4.05	0.42	2.15

AZIONI SUI MACROELEMENTI		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]
1	133.2	
2	140.7	34.5
3	157.7	8.3

MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
3 - 2 - 1	<b>0.066</b>	1.35	37.132	0.768	0.629
3 - 2	<b>0.088</b>		27.291	0.785	0.818
3	<b>0.115</b>		16.364	0.967	0.865

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA			
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA		
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]		
3 - 2 - 1	0.629	2.037	-	31%	<b>RIBALTAMENTO</b>
3 - 2	0.818		1.004	40%	<b>RIBALTAMENTO</b>
3	0.865		1.889	42%	<b>RIBALTAMENTO</b>

La verifica non risulta soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni.





Parte destra

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.70	3.02	0.58	1.59
2	0.60	2.90	0.50	1.58
3	0.50	2.70	0.42	1.46

AZIONI SUI MACROELEMENTI		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]
1	120.4	0.0
2	91.9	4.6
3	69.9	3.6

MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
3 - 2 - 1	0.077	1.35	22.202	0.750	0.742
3 - 2	0.101		13.941	0.804	0.913
3	0.170		7.271	0.970	1.272

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

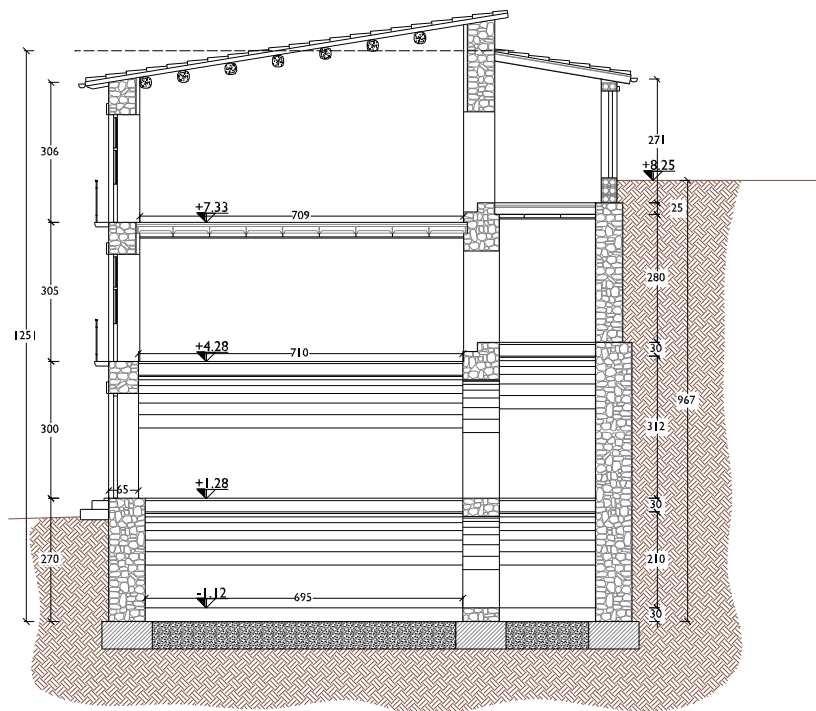
RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA		
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA $\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI IN QUOTA $\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
3 - 2 - 1	0.742	2.037	-	36% <b>RIBALTAMENTO</b>
3 - 2	0.913		1.337	45% <b>RIBALTAMENTO</b>
3	1.272		2.222	57% <b>RIBALTAMENTO</b>

La verifica non risulta soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni.



### 6.1.3.4 Unità Strutturale 4

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di scadente ammorsamento tra le pareti.



<b>COPERTURA (orditura in legno travi-travetti-assito)</b>			
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>			
Travetto in legno 8x8cm (interasse 80cm)	0.05	$kN/m^2$	
Tavolato in legno (s=4cm)	0.24	$kN/m^2$	
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>			
Copertura in coppi/coppi	0.60	$kN/m^2$	
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>			
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	$kN/m^2$	
<b>SOLAIO 3° PIANO (putrelle e tavelloni)</b>			
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>			
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.25	$kN/m^2$	
Tavelloni (s=6cm)	0.35	$kN/m$	
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	$kN/m^2$	
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>			
Pavimento (s=1cm)	0.40	$kN/m^2$	
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40	$kN/m^2$	
Controparete in cartongesso (H=2,8m)	1.26	$kN/m^2$	
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>			
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0.3$ )	2.00	$kN/m^2$	

Al 1° e 2° piano sono presenti volte in spessore che scaricano il loro peso sulle pareti perpendicolari alla facciata.

I carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

COMBINAZIONE SISMICA		COPERTURA	3° PIANO	2°P & 1°P	
Lunghezza della parete		5.77			m
luce di solaio che insiste su muro		1.2	0.4	0	m
Pesì propri	$G_1$	0.35	0.76	-	$kN/m$ di parete
Permanenti portati	$G_2$	0.72	1.72	-	$kN/m$ di parete
Accidentali	$\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$	0	0.24	-	$kN/m$ di parete
TOTALE	$P_{si}$	6.15	15.70	-	$kN$

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.65	3.00	0.54	1.60
2	0.60	3.05	0.50	1.59
3	0.60	3.06	0.40	1.59

AZIONI SUI MACROELEMENTI		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]
1	176.1	
2	175.3	15.7
3	176.0	6.2

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
3 - 2 - 1	0.067	1.35	43.842	0.783	0.622
3 - 2	0.098		30.848	0.811	0.878
3	0.185		18.093	0.974	1.380

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

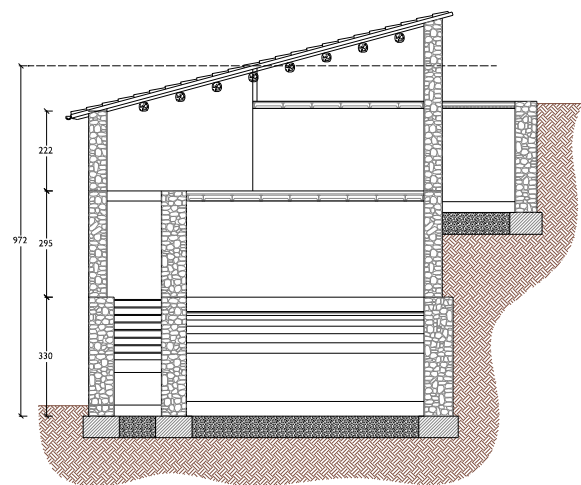
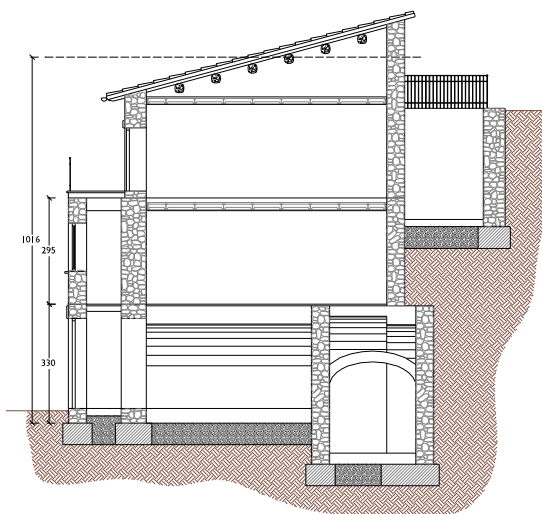
RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA			
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA		
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]		
3 - 2 - 1	0.622	2.037	-	31%	RIBALTAMENTO
3 - 2	0.878		2.823	31%	RIBALTAMENTO
3	1.380		4.334	32%	RIBALTAMENTO

La verifica non risulta soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni.



### 6.1.3.5 Unità Strutturale 5

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di scadente ammassamento tra le pareti, data la geometria irregolare della facciata sono state considerate due distinte superfici di distacco per la parte sinistra e la parte destra.



<b>COPERTURA - PARTE DESTRA</b> (copertura in travi, travetti e tavolato)		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Travetto in legno 8x8cm (interasse 80cm)	0.05	$kN/m^2$
Tavolato in legno (s=4cm)	0.24	$kN/m^2$
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>		
Copertura in coppi/coppi	0.60	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	$kN/m^2$
<b>COPERTURA - PARTE SINISTRA</b> (terrazzo in putrelle e tavelloni)		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.20	$kN/m^2$
Tavelloni (s=6cm)	0.35	$kN/m$
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	$kN/m^2$
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>		
Pavimento (s=1cm)	0.40	$kN/m^2$
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0.3$ )	2.00	$kN/m^2$
<b>SOLAIO 2° PIANO - PARTE DESTRA &amp; 1° PIANO - PARTE SINISTRA</b> (putrelle e tavelloni)		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Travi IPE160 (interasse 80cm)	0.20	$kN/m^2$
Tavelloni (s=6cm)	0.35	$kN/m$
Riempimento in cls alleggerito del solaio (s=10cm)	1.30	$kN/m^2$
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>		
Pavimento (s=1cm)	0.40	$kN/m^2$
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0.3$ )	2.00	$kN/m^2$
<b>SOLAIO 1° PIANO - PARTE DESTRA</b> (scale ingresso)		
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>		
Scalino appoggiato alle due estremità (Sm=25cm)	5.50	$kN/m^2$
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>		
Pavimento (s=1cm)	0.40	$kN/m^2$
Sottofondo pavimento (s=2cm)	0.40	$kN/m^2$
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>		
Carichi esercizio cat.A. Ambienti uso residenziale ( $\psi_{21} = 0.3$ )	2.00	$kN/m^2$

I carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$



COMBINAZIONE SISMICA		COPERTURA		1° PIANO	
<b>PARTE SINISTRA</b>	Lunghezza della parete	4.65			m
	luce di solaio che insiste su muro	0.48	0.48		m
	Pesi propri $G_1$	0.91	0.91		kN/m di parete
	Permanenti portati $G_2$	0.38	0.38		kN/m di parete
	Accidentali $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$	0.29	0.29		kN/m di parete
	<b>TOTALE</b> $P_{si}$	<b>7.37</b>	<b>7.37</b>		<b>kN</b>

COMBINAZIONE SISMICA		COPERTURA		2° PIANO	1° PIANO
<b>PARTE DESTRA</b>	Lunghezza della parete	6.30			m
	luce di solaio che insiste su muro	0.6	0.68	0.55	m
	Pesi propri $G_1$	0.17	1.29	3.74	kN/m di parete
	Permanenti portati $G_2$	0.36	0.54	0.44	kN/m di parete
	Accidentali $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$	0.00	0.41	0.33	kN/m di parete
	<b>TOTALE</b> $P_{si}$	<b>3.36</b>	<b>14.14</b>	<b>28.41</b>	<b>kN</b>

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

*Parte sinistra*

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.50	2.90	0.42	1.56
2	0.50	2.95	0.42	1.46

AZIONI SUI MACROELEMENTI		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]
1	79.7	7.4
2	110.9	7.4

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	<b>0.080</b>	1.35	17.615	0.841	0.691
2	<b>0.168</b>		11.444	0.949	1.284

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA		
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA	
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
2-1	1.848	2.037	-	91% <b>RIBALTAMENTO</b>
2	3.178		2.104	150% <b>OK</b>

La verifica risulta soddisfatta soltanto per l'ultima elevazioni.



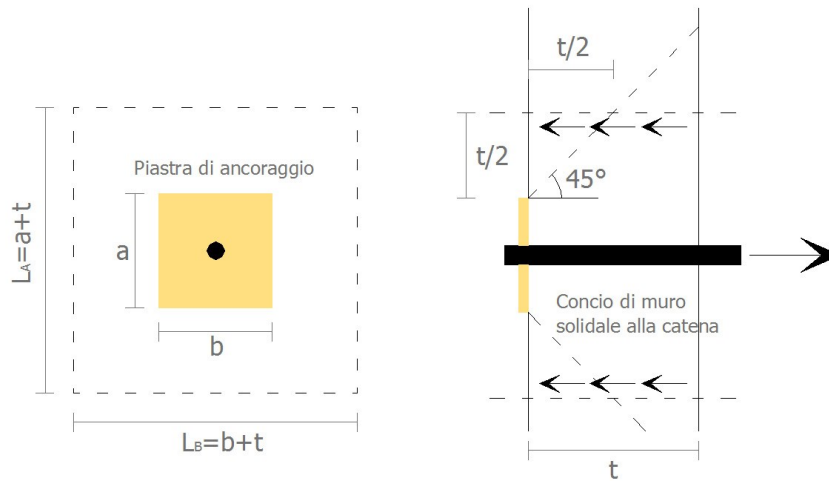
Parte destra

La parete frontale è trattenuta da due catene metalliche, seguendo la procedura di calcolo indicata nel cap. 6.1.2.3 è stato determinato il massimo tiro esplicabile dalla catena,

I tiranti sono costituiti da barre lisce di diametro  $\varnothing = 30mm$ .



<b>CARETTISTICHE GEOMETRICHE</b>	Area della sezione trasversale del tirante $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	706.9
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]	6.0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]	90.0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]	50.0
	Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	24.0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	540.0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0.1
	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	559.2
	$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	1.0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100.0%
<b>PARAMETRI MECCANICI</b>	Fattore di confidenza $F_C$	1.35
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2.00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	270.00
	Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	161.50
	Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	3.00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	59.81
<b>TIRO DELLA CATENA</b>	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{vd,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	1.11
	Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	190.9
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	15.6
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	32.9
	Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]	15.6



Il massimo tiro esplicabile da ogni catena prima che subentri uno dei tre meccanismi di rottura è di  $15.6kN$ .

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.70	3.00	0.58	1.60
2	0.50	2.95	0.42	1.50
3	0.50	2.22	0.33	1.08

AZIONI SUI MACROELEMENTI			
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	187.6	28.4	
2	131.6	14.1	31.0
3	120.4	3.4	

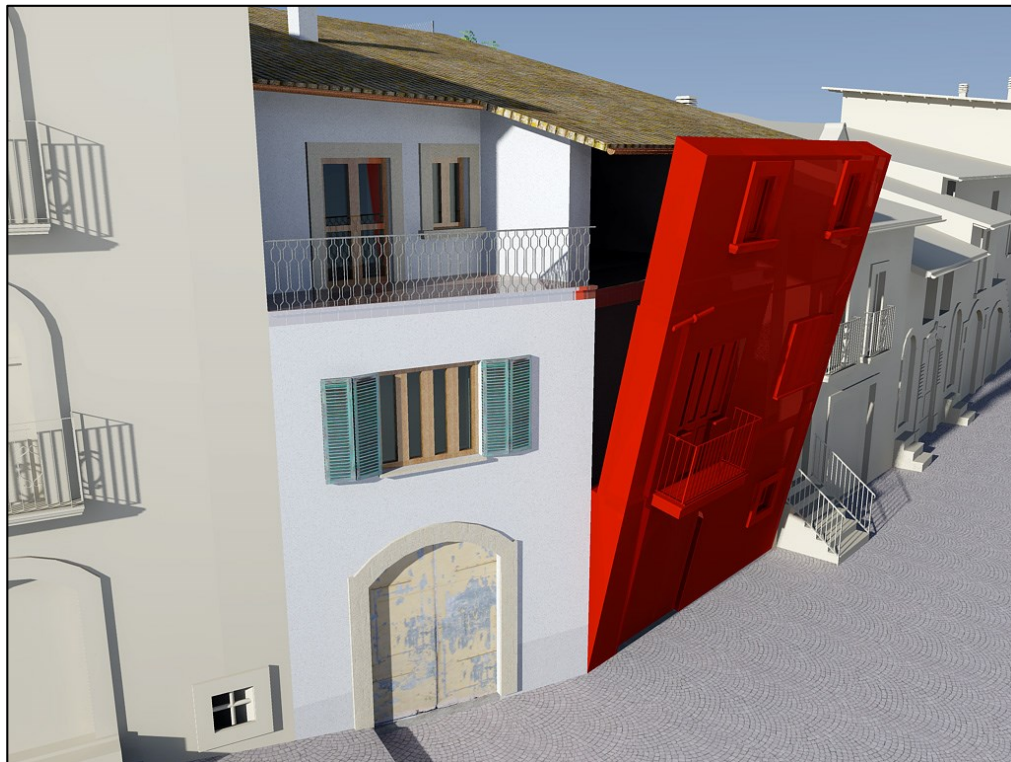
MOLTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
3 - 2 - 1	0.174	1.35	37.900	0.766	1.651
3 - 2	0.218		22.753	0.828	1.910
3	0.227		12.271	0.973	1.696

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si

attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

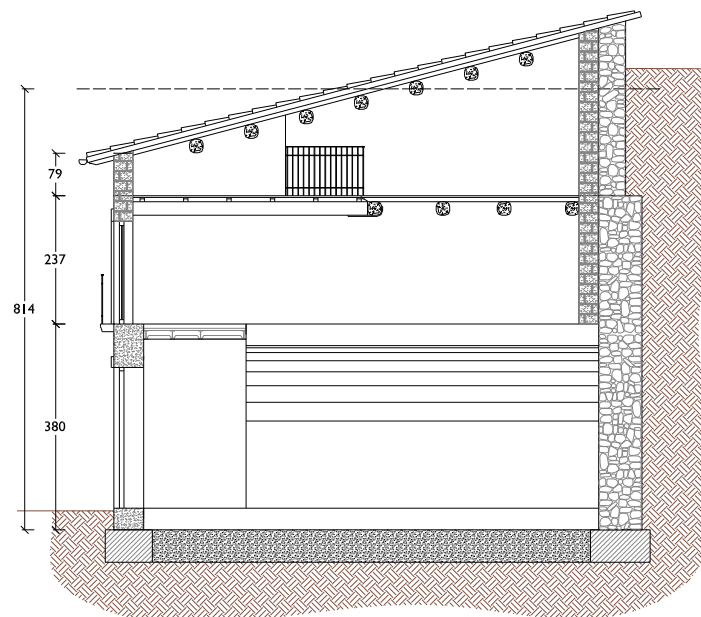
RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA			
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA		
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]		
3-2-1	1.651	2.037	-	81%	RIBALTAMENTO
3-2	1.910		2.104	91%	RIBALTAMENTO
3	1.696		3.984	43%	RIBALTAMENTO

La verifica non risulta soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni.



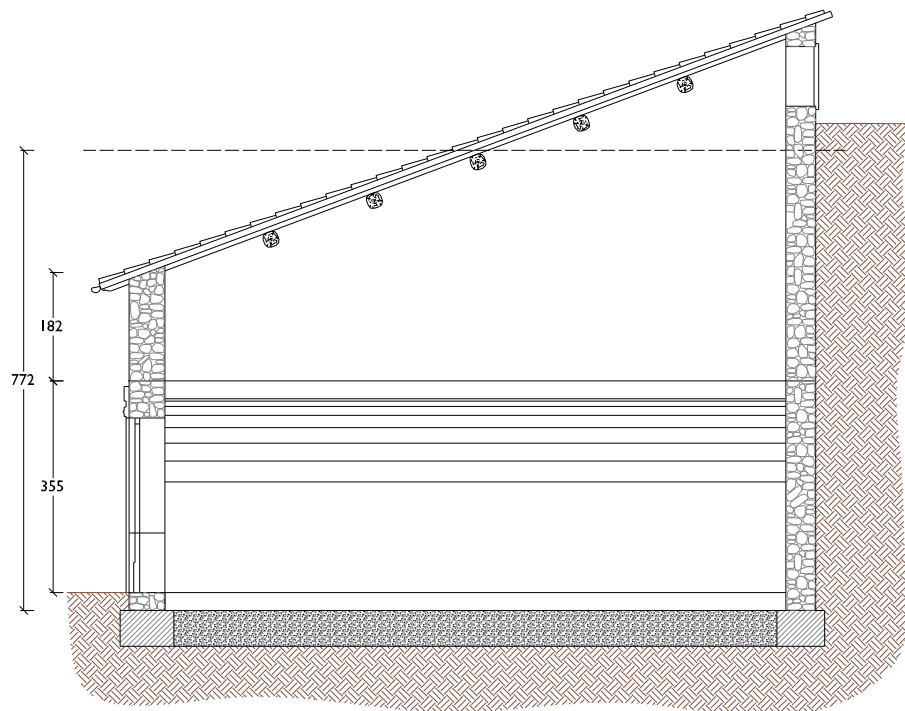
### 6.1.3.6 Unità Strutturale 6

L'unità strutturale 6 è stata ristrutturata recentemente, e sono stati realizzati come indicato nel §3.4 dei rinforzi in rete elettrosaldata come elementi di cucitura tra solai e pareti. Tale caratteristica impedisce l'attivazione di meccanismi di ribaltamento sul prospetto frontale. La facciata del piano terreno è costituita da una parte in calcestruzzo non armato, per cui è da escludersi qualsiasi tipo di meccanismo; la facciata del 1° piano invece è realizzata in blocchi di cls ed è presente un cordolo continuo sopra le aperture delle due porte e della finestra. Date le limitate dimensioni e le caratteristiche della facciata, è, anche in questo caso, da escludersi qualsiasi meccanismo di collasso



### 6.1.3.7 Unità Strutturale 7

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di scadente ammorsamento tra le pareti.



<b>COPERTURA (orditura in legno travi-travetti-assito)</b>			
<b>G<sub>1</sub> Pesì propri:</b>			
Travetto in legno 8x8cm (interasse 80cm)	0.05	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
Tavolato in legno (s=4cm)	0.24	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>			
Copertura in coppi/coppi	0.60	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>			
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	<i>kN/m<sup>2</sup></i>	

Al 1° piano è presente una volta in spessore che scarica il suo peso sulle pareti perpendicolari alla facciata.

I carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>		<b>COPERTURA 1° PIANO</b>		
<i>Lunghezza della parete</i>		6.65		<i>m</i>
<i>luce di solaio che insiste su muro</i>		2.16	0	<i>m</i>
Pesì propri	<b>G<sub>1</sub></b>	0.62	-	<i>kN/m di parete</i>
Permanenti portati	<b>G<sub>2</sub></b>	1.30	-	<i>kN/m di parete</i>
Accidentali	<b><math>\psi_{2i} \cdot Q_{ik}</math></b>	0	-	<i>kN/m di parete</i>
<b>TOTALE</b>	<b>P<sub>si</sub></b>	12.76	-	<i>kN</i>

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

<b>CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI</b>				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo <i>S<sub>i</sub> [m]</i>	Altezza di interpiano al piano i-esimo <i>h<sub>i</sub> [m]</i>	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica <i>d<sub>i</sub> [m]</i>	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo <i>y<sub>Gi</sub> [m]</i>
1	0.60	2.55	0.50	1.45
2	0.60	1.71	0.40	0.90

<b>AZIONI SUI MACROELEMENTI</b>		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo <i>W<sub>i</sub> [kN]</i>	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo <i>P<sub>Si</sub> [kN]</i>
1	104.8	0.0
2	86.4	12.8



MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	<b>0.124</b>	1.35	17.527	0.843	1.068
2	<b>0.312</b>		9.424	0.932	2.429

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

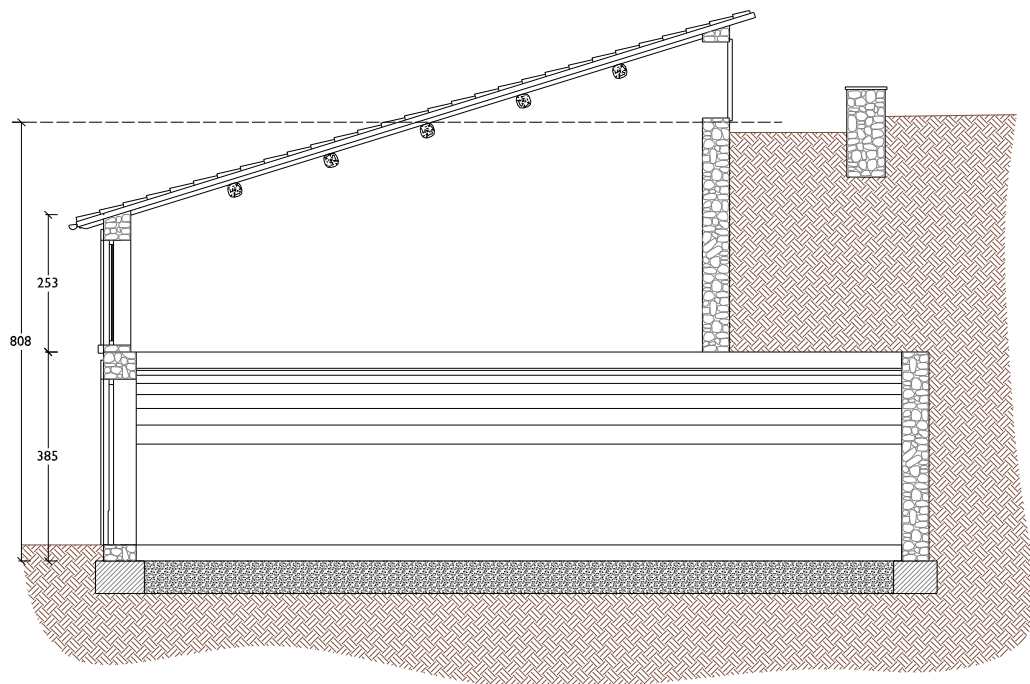
RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA			
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA		
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]		
2 - 1	1.068	2.037	0.974	52%	<b>RIBALTAMENTO</b>
2	2.429		2.884	84%	<b>RIBALTAMENTO</b>

La verifica non risulta soddisfatta per entrambe le elevazioni.



### 6.1.3.8 Unità Strutturale 8

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di scadente ammorsamento tra le pareti.



<b>COPERTURA (orditura in legno travi-travetti-assito)</b>			
<b><math>G_1</math> Pesì propri:</b>			
Travetto in legno 8x8cm (interasse 80cm)	0.05	$kN/m^2$	
Tavolato in legno (s=4cm)	0.24	$kN/m^2$	
<b><math>G_2</math> Permanenti portati:</b>			
Copertura in coppi/coppi	0.60	$kN/m^2$	
<b><math>Q_k</math> Accidentali:</b>			
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	$kN/m^2$	

Al 1° piano è presente una volta in spessore che scarica il suo peso sulle pareti perpendicolari alla facciata.

I carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>		<b>COPERTURA 1° PIANO</b>		
<i>Lunghezza della parete</i>		4.31		<i>m</i>
<i>luce di solaio che insiste su muro</i>		1.95	0	<i>m</i>
Pesì propri	<b><math>G_1</math></b>	0.56	-	<i>kN/m di parete</i>
Permanenti portati	<b><math>G_2</math></b>	1.17	-	<i>kN/m di parete</i>
Accidentali	<b><math>\psi_{2i} \cdot Q_{ik}</math></b>	0	-	<i>kN/m di parete</i>
<b>TOTALE</b>	<b><math>P_{Si}</math></b>	7.46	-	<i>kN</i>

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

<b>CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI</b>				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $y_{Gi}$ [m]
1	0.60	3.55	0.50	1.99
2	0.50	2.45	0.33	1.23

<b>AZIONI SUI MACROELEMENTI</b>		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]
1	105.0	0.0
2	83.6	7.5

MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
2 - 1	<b>0.084</b>	1.35	16.772	0.839	0.727
2	<b>0.193</b>		8.734	0.940	1.492

Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

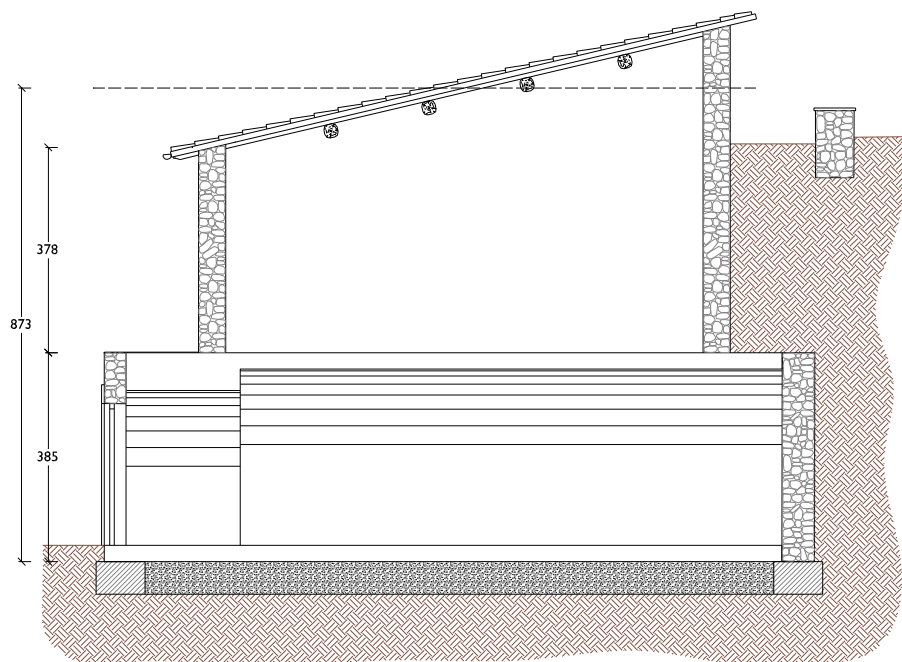
RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA		
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA	
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	
2 - 1	0.727	2.037	-	36% <b>RIBALTAMENTO</b>
2	1.492		2.753	54% <b>RIBALTAMENTO</b>

La verifica non risulta soddisfatta per entrambe le elevazioni.



### 6.1.3.9 Unità Strutturale 9

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di scadente ammorsamento tra le pareti



<b>COPERTURA (orditura in legno travi-travetti-assito)</b>		
<b>G<sub>1</sub> Pesì propri:</b>		
Travetto in legno 8x8cm (interasse 80cm)	0.05	kN/m <sup>2</sup>
Tavolato in legno (s=4cm)	0.24	kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>		
Copertura in coppi/coppi	0.60	kN/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>		
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	kN/m <sup>2</sup>

I

carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>		<b>COPERTURA</b>	
<i>Lunghezza della parete</i>		4.14	m
<i>luce di solaio che insiste su muro</i>		1.95	m
Pesì propri	<b>G<sub>1</sub></b>	0.56	kN/m di parete
Permanenti portati	<b>G<sub>2</sub></b>	1.17	kN/m di parete
Accidentali	<b><math>\psi_{2i} \cdot Q_{ik}</math></b>	0	kN/m di parete
<b>TOTALE</b>	<b>P<sub>si</sub></b>	7.17	kN

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

<b>CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI</b>				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo	Altezza di interpiano al piano i-esimo	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo
	S <sub>i</sub> [m]	h <sub>i</sub> [m]	d <sub>i</sub> [m]	y <sub>Gi</sub> [m]
2	0.50	3.87	0.33	1.95

<b>AZIONI SUI MACROELEMENTI</b>		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo
	W <sub>i</sub> [kN]	P <sub>Si</sub> [kN]
2	122.3	7.2

<b>MOLTIPLICATORE <math>\alpha_0</math></b>					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
2	0.124		12.620	0.956	0.941



Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA	
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]
2	0.941	2.037	2.125

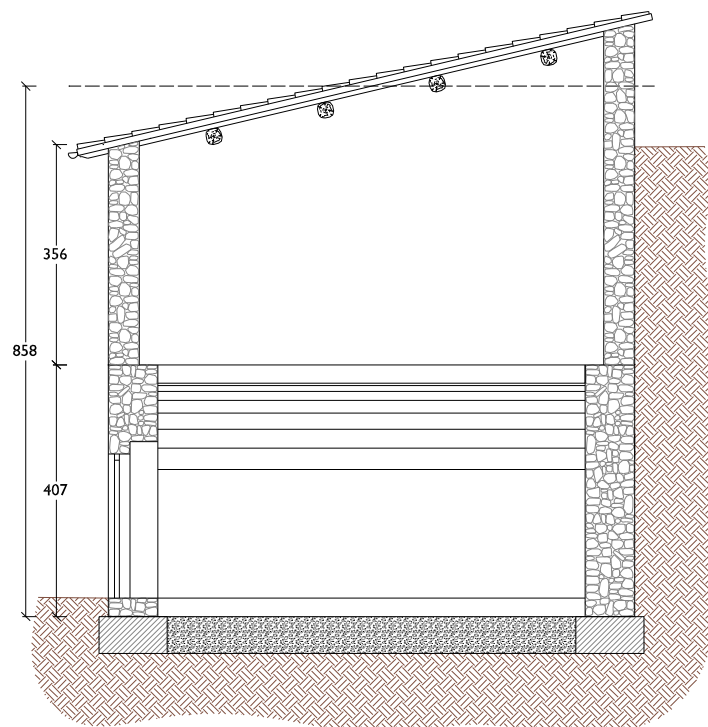
44% **RIBALTAMENTO**

La verifica non risulta soddisfatta.



### 6.1.3.10 Unità Strutturale 10

Per procedere al calcolo dei meccanismi di collasso è necessario conoscere i carichi gravanti sui setti murari. E' stata eseguita l'analisi dei carichi per ogni orizzontamento dell'edificio per combinazione sismica. È stata analizzata la facciata frontale dell'edificio considerando il caso di scadente ammorsamento tra le pareti.





<b>COPERTURA (orditura in legno travi-travetti-assito)</b>		
<b>G<sub>1</sub> Pesì propri:</b>		
Travetto in legno 8x8cm (interasse 80cm)	0.05	kN/m <sup>2</sup>
Tavolato in legno (s=4cm)	0.24	kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> Permanenti portati:</b>		
Copertura in coppi/coppi	0.60	kN/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>k</sub> Accidentali:</b>		
Copertura non accessibile ( $\psi_{21} = 0$ )	0.50	kN/m <sup>2</sup>

I

carichi così determinati sono stati combinati secondo la relazione

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=0}^n \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>		<b>COPERTURA</b>	
<i>Lunghezza della parete</i>		7.31	m
<i>luce di solaio che insiste su muro</i>		1.60	m
Pesì propri	<b>G<sub>1</sub></b>	0.46	kN/m di parete
Permanenti portati	<b>G<sub>2</sub></b>	0.96	kN/m di parete
Accidentali	<b><math>\psi_{2i} \cdot Q_{ik}</math></b>	0	kN/m di parete
<b>TOTALE</b>	<b>P<sub>si</sub></b>	10.39	kN

Individuati i carichi agenti sulla parete si è determinato il moltiplicatore di collasso per il meccanismo in oggetto, con l'ausilio del foglio di calcolo CINE\_1.04 fornito da Reluis, su cui sono state implementate le funzioni analitiche descritte nel capitolo 6.1.2.1.

<b>CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI</b>				
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo	Altezza di interpiano al piano i-esimo	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo
	S <sub>i</sub> [m]	h <sub>i</sub> [m]	d <sub>i</sub> [m]	y <sub>Gi</sub> [m]
2	0.50	3.56	0.25	1.90

<b>AZIONI SUI MACROELEMENTI</b>		
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo
	W <sub>i</sub> [kN]	P <sub>Si</sub> [kN]
2	209.2	10.4

<b>MOLTIPLICATORE <math>\alpha_0</math></b>					
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]
2	0.126		21.693	0.969	0.947



Determinato il moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  per ogni tipo di ribaltamento semplice, si può procedere alla verifica, confrontando i valori dell'accelerazione spettrale per cui si attiva il meccanismo, con quelli minimi richiesti da normativa, calcolati come specificato nel capitolo 6.1.1.2:

RIBALTAMENTO DELLE ELEVAZIONI:	CAPACITÀ	RICHIESTA	
	ACCELERAZIONE SPETTRALE $\alpha_0^*$ [m/s <sup>2</sup> ]	ELEMENTI A TERRA	ELEMENTI IN QUOTA
		$\frac{a_g(P_{VR})S}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\frac{S_e(T_1)\Psi(Z)\gamma}{q}$ [m/s <sup>2</sup> ]
2	0.947	2.037	2.286

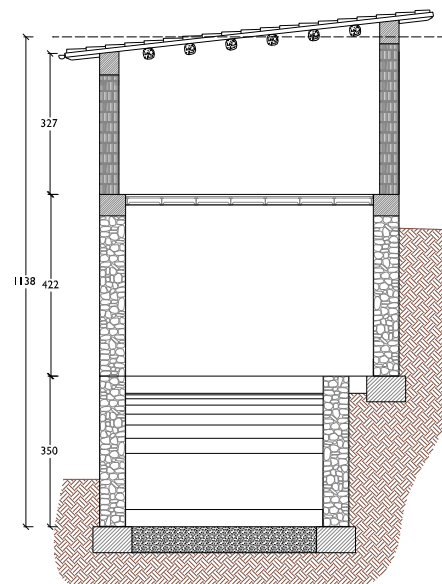
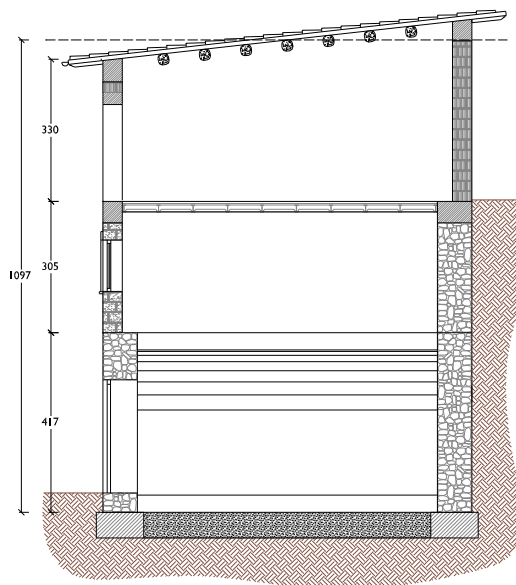
41% **RIBALTAMENTO**

La verifica non risulta soddisfatta.



### 6.1.3.11 Unità Strutturale 11

L'unità strutturale 11 è stata ristrutturata recentemente, e come indicato nel §3.4 sono stati fatti importanti interventi di consolidamento dell'edificio, comprensivi di aumenti di volumi e sopraelevazioni. La presenza di cordoli di piano e il rinforzo con betoncino armato nella parte interna delle pareti impedisce l'attivazione di meccanismi di ribaltamento o di espulsione delle pareti per flessione.



## 6.2 Analisi cinematica non lineare

Per una più corretta valutazione dei meccanismi di collasso che hanno coinvolto l'aggregato è stata effettuata una analisi cinematica di tipo non lineare. A differenza dell'analisi lineare, dove la verifica è effettuata in termini di forze, con l'analisi non lineare il confronto avviene attraverso il confronto della capacità di spostamento ultimo  $d_u^*$  della struttura con la domanda  $d_{max}$  imposta dal sisma.

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi è valutato oltre che sulla configurazione iniziale anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento  $d_k$  di un punto di controllo del sistema.

L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema. Se si procede per via numerica, si deve distinguere tra il caso in cui le azioni siano mantenute costanti durante l'evoluzione del meccanismo, in tal caso avremo una curva lineare, oppure il caso in cui le forze esterne siano variabili, generando così una curva lineare a tratti.

### 6.2.1 Calcolo curva di capacità dell'oscillatore equivalente

La procedura di verifica prevede la determinazione di una curva di capacità della struttura su cui si opera una verifica in spostamento. L'unico parametro di confronto perciò è lo spostamento ultimo  $d_{k,0}$  a cui corrisponde l'incapacità del sistema di sopportare ulteriori azioni orizzontali. La verifica verrà poi effettuata passando allo spostamento spettrale dell'oscillatore equivalente e confrontandolo con i limiti imposta in normativa. Le diverse azioni come forze peso, azioni esterne e interne sono state considerate costanti all'evolversi del cinematismo, in questo modo la curva che si ottiene è pressoché lineare, il legame tra moltiplicatore di collasso e spostamento può essere espresso tramite la relazione:

$$\alpha = \alpha_0 \left( 1 - \frac{d_k}{d_{k,0}} \right) \quad \text{curva di capacità del sistema}$$

In analogia con quanto effettuato per l'analisi lineare nel cap. 6.1 si determina il moltiplicatore sismico  $\alpha_0$  tramite l'utilizzo del PLV.

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{i=1}^o F_h \delta_h = 0$$

Facendo riferimento al caso più semplice di ribaltamento di facciata a 1 piano il legame tra il moltiplicatore  $\alpha$  e la rotazione  $\theta$  della facciata è dato da:

$$\alpha(\theta) = \frac{P(-h \cdot \sin \theta + t \cdot \cos \theta) + Q(-2h \cdot \sin \theta + (t + 2e) \cdot \cos \theta)}{P(h \cdot \cos \theta + t \cdot \sin \theta) + Q(2h \cdot \cos \theta + (t + 2e) \cdot \sin \theta)}$$

$$\alpha_0 = \alpha(0) = \frac{Pt + Q(t + 2e)}{Ph + Q2h} \quad \text{moltiplicatore di attivazione}$$

$$\theta_{k0} = \arctan \frac{Pt + Q(t + 2e)}{Ph + Q2h} \quad \text{rotazione ultima}$$

Per prima cosa è stato fissato un punto di controllo della struttura, individuato nel baricentro delle forze applicate alla facciata, la sua altezza rispetto al polo di rotazione è data da:

$$h_{bar} = \frac{\sum_i P_i \cdot h_i}{\sum_i P_i}$$

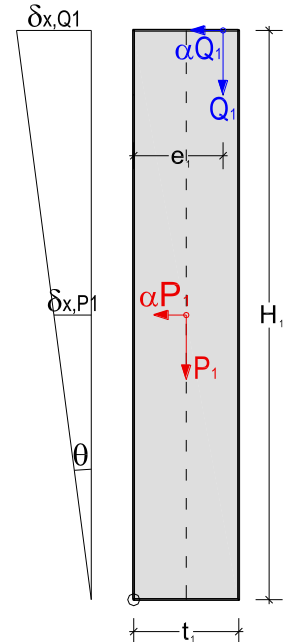
Può essere ora determinato lo spostamento ultimo  $d_{k0}$ , che si registra nel punto di controllo, quando si è raggiunta la rotazione ultima  $\theta_{k0}$ .

$$d_{k0} = h_{bar} \cdot \sin \theta_{k0}$$

La curva di capacità tra  $\alpha$  e  $d_k$  così determinata non può ancora essere utilizzata per la verifica, ma deve essere determinata la curva di capacità dell'oscillatore equivalente che lega  $a^*$  e  $d^*$ , la quale tiene conte della reale massa partecipante al meccanismo (espressa direttamente dalla grandezza  $M^*$  o della frazione di massa partecipante  $e^*$ ) e del fattore di confidenza  $FC$  il quale rappresenta unicamente un coefficiente di sicurezza funzione dell'approfondimento conoscitivo dell'edificio.

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad \text{accelerazione spettrale dell'oscillatore equivalente}$$

$$d_0^* = d_{k0} \frac{\sum_i P_i \cdot \delta_{xi}^2}{\delta_{x,k} \sum_i P_i \cdot \delta_{xi}} \quad \text{spostamento spettrale dell'oscillatore equivalente}$$



dove

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

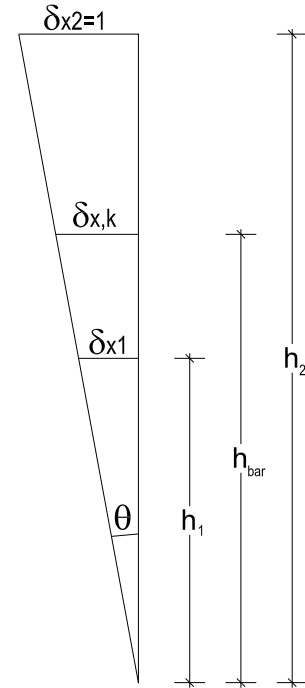
massa partecipante

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

frazione di massa partecipante

$\delta_{xi}$  spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze normalizzati a 1

$\delta_{x,k}$  spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo



La curva di capacità dell'oscillatore equivalente assume allora la seguente espressione

$$a^* = a_0^* \left( 1 - \frac{d^*}{d_0^*} \right)$$

curva di capacità dell'oscillatore equivalente

### 6.2.2 Verifica di sicurezza stato limite salvaguardia vita

In questo caso i termini di verifica non sono più le accelerazioni come nell'analisi lineare, ma gli spostamenti ultimi. Il termine utilizzato per il confronto è lo spostamento  $d_u^*$  definito come il 40% dello spostamento spettrale ultimo  $d_0^*$ .

$$d_u^* = 0.4 \cdot d_0^*$$

Tale valore deve essere confrontato con i limiti imposti da normativa, differenti per elementi posti a terra ( $z = 0$ ) e situati ad una certa quota ( $z \neq 0$ ).

ANALISI CINEMATICA NON LINEARE – VERIFICA SLV	
$d_u^* \geq S_{De}(T_S)$	( $z = 0 ; z \neq 0$ )
$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left( \frac{T_S}{T_1} \right)^2}{\sqrt{\left( 1 - \frac{T_S}{T_1} \right)^2 + 0.02 \frac{T_S}{T_1}}}$	( $z \neq 0$ )

Per la determinazione dei valori di confronto è necessario calcolare il periodo secante  $T_S$  dell'oscillatore elastoplastico definito convenzionalmente come

$$T_S = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

L'oscillatore elastoplastico di periodo secante  $T_S$  è definito convenzionalmente come quell'oscillatore a cui corrisponde uno spostamento  $d_s^*$ , fissato come il 40% di  $d_u^*$  e una accelerazione  $a_s^*$  ricavabile direttamente dalla curva di capacità.

$$d_s^* = 0.4 \cdot d_u^* = 0.16 \cdot d_0^*$$

$$a_s^* = a_0^* \left( 1 - \frac{d_s^*}{d_0^*} \right)$$

Si procede con il calcolo dello spettro di risposta elastico in accelerazione per il periodo secante  $T_S$

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

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

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

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

Da cui è possibile ricavare lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali calcolato in funzione del periodo secante  $T_S$ ;

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

In maniera analoga si procede al calcolo dei valori di  $S_e(T_1)$  e  $S_{De}(T_1)$  dove  $T_1$  è calcolato come

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad C_1 = \begin{cases} 0,085 & \text{per costr. a struttura in acciaio} \\ 0,075 & \text{per costr. a struttura in cls} \\ 0,050 & \text{per qualsiasi altro tipo di struttura} \end{cases}$$

Siamo ora in grado di confrontare il valore della capacità di spostamento  $d_u^*$  con la richiesta fissata in normativa, utilizzando le relazioni sopra esposte.

## 6.2.3 Analisi dei meccanismi non lineari

### 6.2.3.1 Unità Strutturale 1

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.1). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

#### Parete Frontale

Numero di piani	$N$	3
Fattore di confidenza	$FC$	1.35
Altezza totale edificio	$H$	9.29 m
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	$Z$	0.47 m
Coefficiente di partecipazione modale	$\gamma$	1.29
Primo periodo di vibrazione della struttura	$T_1$	0.27 s
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	$S_e(T_1)$	0.982 g
Valore spettro in spostamento in $T_1$	$S_{De}(T_1)$	0.017 m

		1° PIANO	2° PIANO	3° PIANO	
Altezza muro	$h_i$	2.68	2.65	2.40	m
Spessore muratura	$t_i$	0.50	0.50	0.40	m
Eccentricità carico solaio	$e$	0.42	0.42	0.27	m
Peso muro	$P_i$	137.30	148.83	101.18	kN
Peso solaio	$Q_i$	0.00	98.60	8.30	kN
Azioni orizzontali	$N_{i,orizz}$		-26.2		kN

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

		ELEVAZIONI : 3-2-1	3-2	3	
Rotazione ultima	$\theta$	7.746	10.958	9.025	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	$\alpha$	0.0665	0.1132	0.1588	
Altezza del punto di controllo	$h_{bar}$	4.11	2.49	1.29	m
Spostamento virtuale p.to controllo	$\delta_{x,k}$	0.53	0.49	0.54	
Spostamento ultimo	$d_{k,0}$	0.554	0.474	0.203	m
Massa partecipante al cinematicismo	$M^*$	41.02	30.292	10.523	ton
Accelerazione sismica spettrale	$\alpha_0^*$	0.59	0.99	1.22	m/s <sup>2</sup>
Spostamento spettrale equivalente	$d_0^*$	0.680	0.569	0.215	m
Spostamento spettrale ultimo	$d_u^*$	0.272	0.228	0.086	m

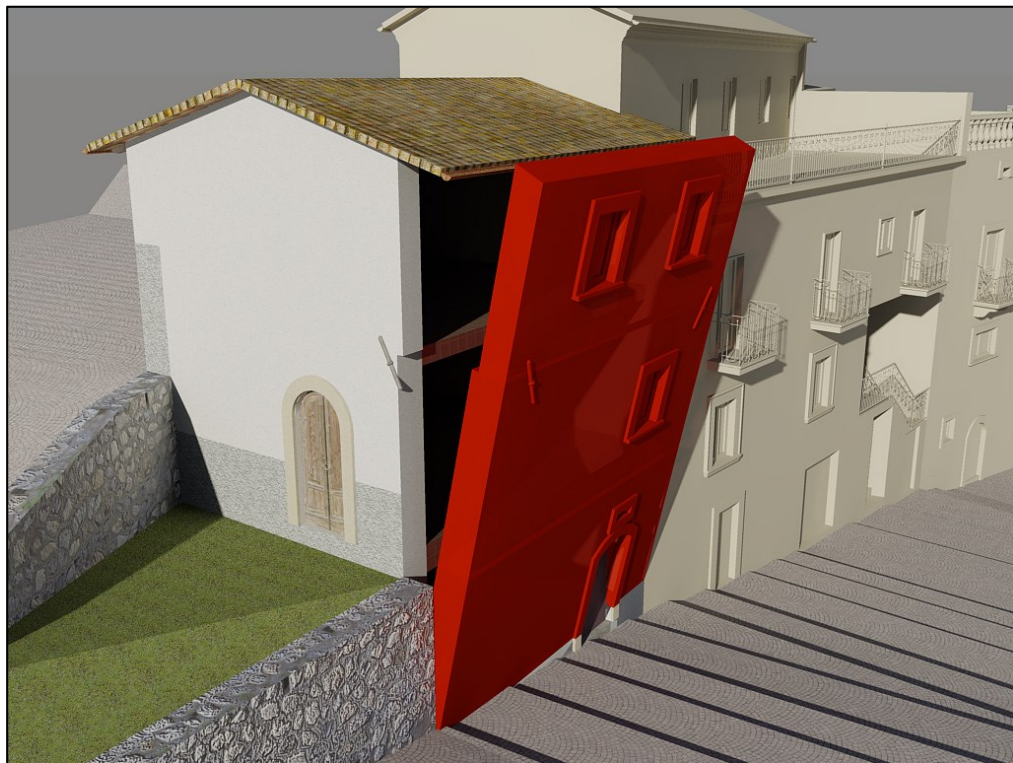


Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

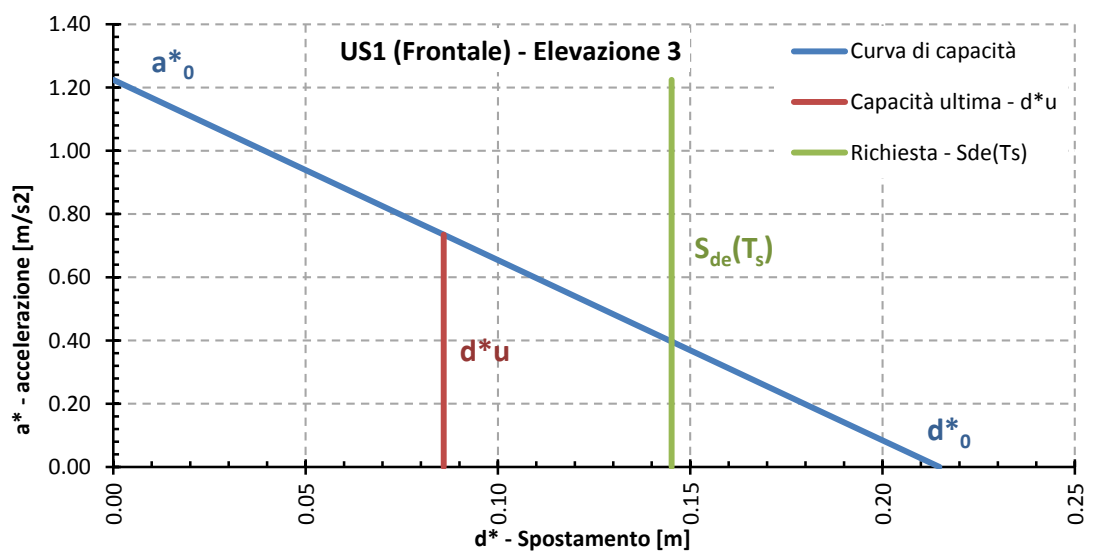
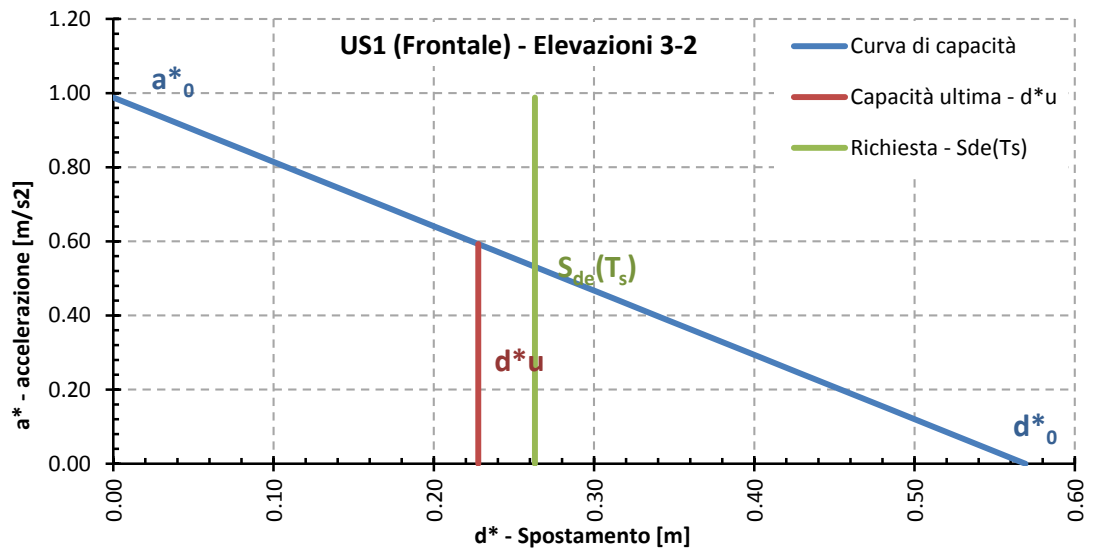
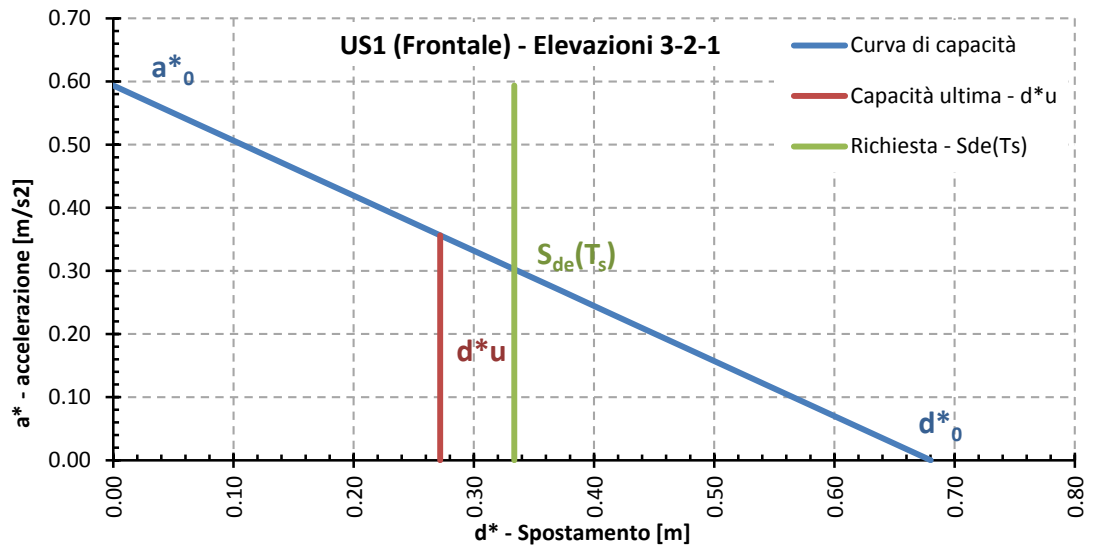
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		3-2-1	3-2	3	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.109	0.091	0.034	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.50	0.83	1.03	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	2.94	2.08	1.15	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.156	0.244	0.443	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.334	0.263	0.145	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
3-2-1	$d_u^* = 0.272$	$\geq 0.334$	appoggiato a terra	82%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.014$	a una certa quota.	1997%		
3-2	$d_u^* = 0.228$	$\geq 0.263$	appoggiato a terra	87%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.067$	a una certa quota.	337%		
3	$d_u^* = 0.086$	$\geq 0.145$	appoggiato a terra	59%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.078$	a una certa quota.	111%		

Anche la verifica con procedimento non lineare non è soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni



Curve di capacità unità strutturale 1 - Parete frontale



### Parete Laterale

Numero di piani	$N$	2
Fattore di confidenza	$FC$	1.35
Altezza totale edificio	$H$	9.29 m
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	$Z$	3.90 m
Coefficiente di partecipazione modale	$\gamma$	1.20
Primo periodo di vibrazione della struttura	$T_1$	0.27 s
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	$S_e(T_1)$	0.982 g
Valore spettro in spostamento in $T_1$	$S_{De}(T_1)$	0.017 m

		1° PIANO	2° PIANO	
Altezza muro	$h_i$	2.75	2.40	m
Spessore muratura	$t_i$	0.50	0.40	m
Eccentricità carico solaio	$e$	0.42	0.33	m
Peso muro	$P_i$	111.69	123.50	kN
Peso solaio	$Q_i$	50.79	18.70	kN
Azioni orizzontali	$N_{i,orizz}$	-13.1		kN

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

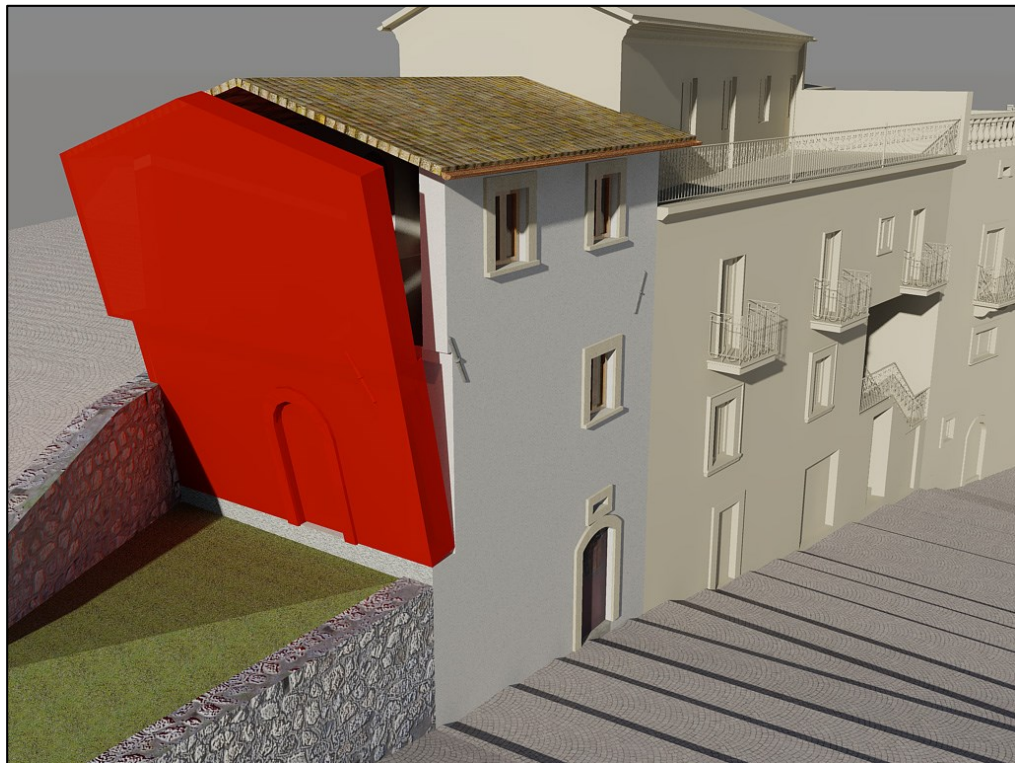
		ELEVAZIONI :		
		2-1	2	
Rotazione ultima	$\theta$	7.581	9.102	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	$\alpha$	0.0912	0.1602	
Altezza del punto di controllo	$h_{bar}$	2.88	1.36	m
Spostamento virtuale p.to controllo	$\delta_{x,k}$	0.56	0.57	
Spostamento ultimo	$d_{k,0}$	0.380	0.215	m
Massa partecipante al cinematisimo	$M^*$	25.999	13.308	ton
Accelerazione sismica spettrale	$a_0^*$	0.79	1.27	m/s <sup>2</sup>
Spostamento spettrale equivalente	$d_0^*$	0.454	0.234	m
Spostamento spettrale ultimo	$d_u^*$	0.182	0.094	m

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

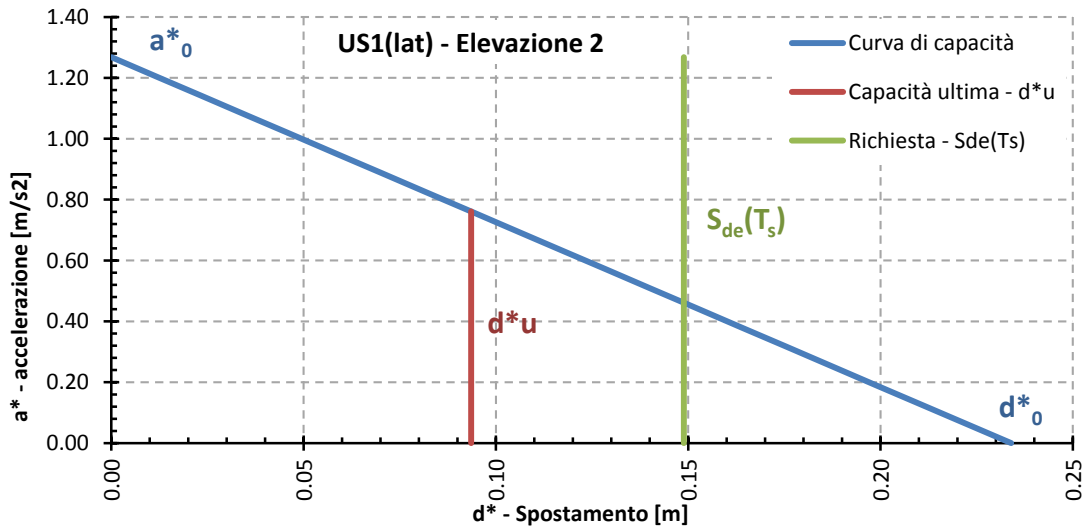
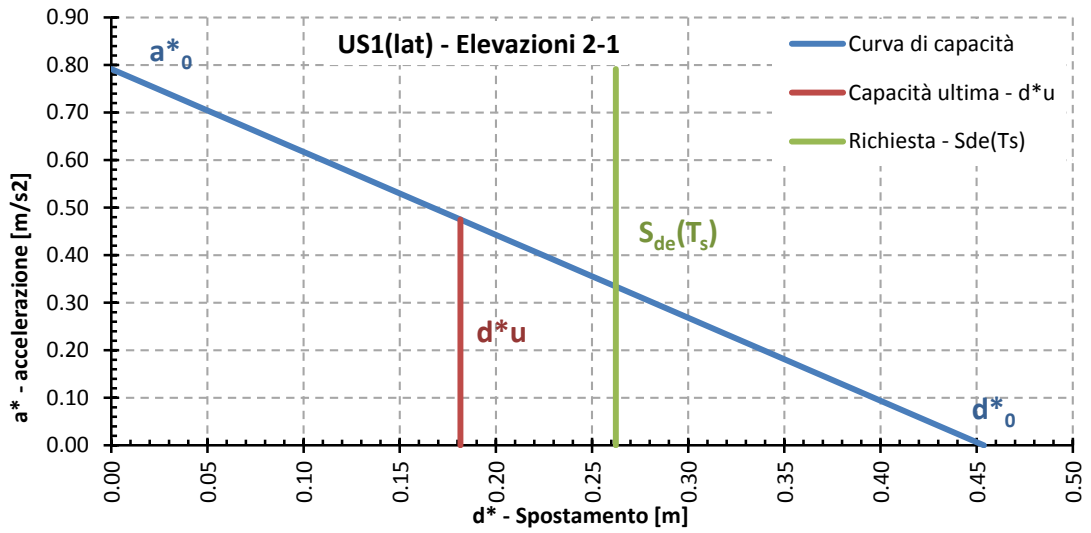
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		2-1	2	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.073	0.037	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.67	1.07	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	2.08	1.18	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.245	0.432	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.262	0.149	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
3-2	$d_u^* = 0.182$	$\geq 0.262$	appoggiato a terra	69%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.078$	a una certa quota.	233%		
3	$d_u^* = 0.094$	$\geq 0.149$	appoggiato a terra	63%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.085$	a una certa quota.	111%		

Anche la verifica con procedimento non lineare non è soddisfatta per entrambe le elevazioni



Curve di capacità unità strutturale 1 - Parete laterale



### 6.2.3.2 Unità Strutturale 2

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.2). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine

Numero di piani	$N$	3
Fattore di confidenza	$FC$	1.35
Altezza totale edificio	$H$	12.14 $m$
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	$Z$	0.77 $m$
Coefficiente di partecipazione modale	$\gamma$	1.29
Primo periodo di vibrazione della struttura	$T_1$	0.33 $s$
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	$S_e(T_1)$	0.982 $g$
Valore spettro in spostamento in $T_1$	$S_{De}(T_1)$	0.026 $m$

		1° PIANO	2° PIANO	3° PIANO	
Altezza muro	$h_i$	2.03	2.90	2.95	$m$
Spessore muratura	$t_i$	0.70	0.45	0.30	$m$
Eccentricità carico solaio	$e$	0.58	0.55	0.74	$m$
Peso muro	$P_i$	230.00	249.20	162.90	$kN$
Peso solaio	$Q_i$	20.30	32.68	71.72	$kN$
Azioni orizzontali	$N_{i,orizz}$				$kN$

Per cogliere il comportamento dei cunei di distacco di muratura ammorsata alla paret ribaltante il peso degli stessi è stato conteggiato a favore di sicurezza tra i pesi di solaio (perciò in testa alla muratura) e perciò anche l'eccentricità dei carichi di solaio è il valore medio ponderato tra le eccentricità reali dei solai e quelle dei cunei.

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

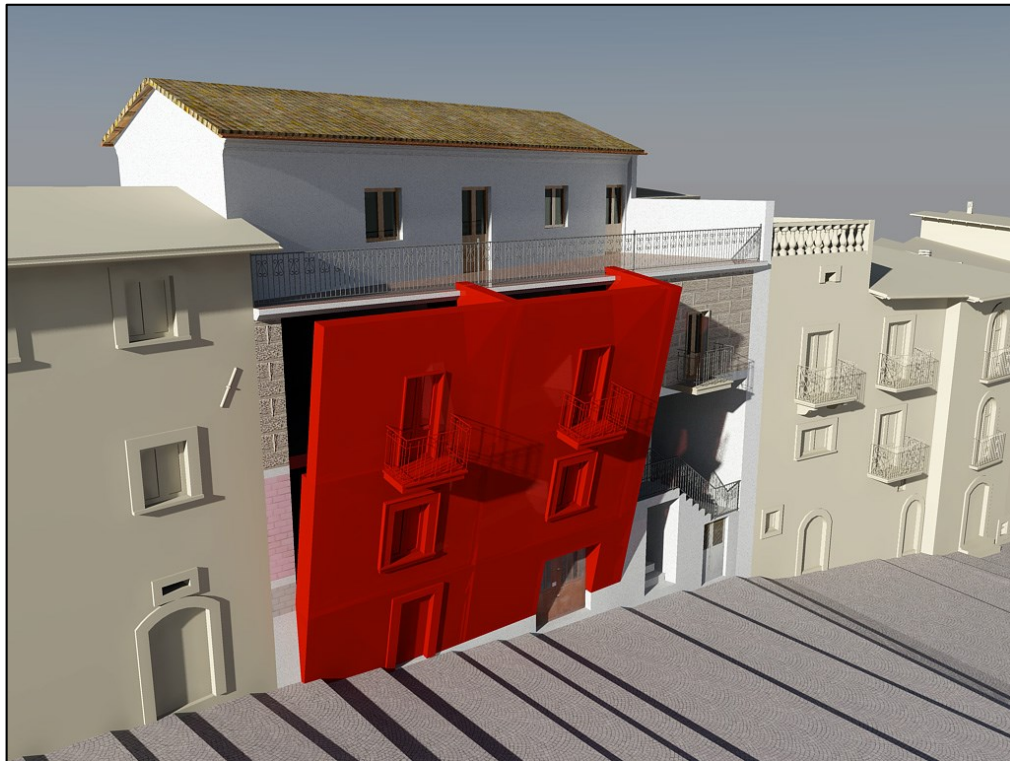
		ELEVAZIONI : 3-2-1	3-2	3	
Rotazione ultima	$\theta$	4.788	5.450	9.733	$^\circ$
Moltiplicatore sismico di attivazione	$\alpha$	0.0838	0.0954	0.1715	
Altezza del punto di controllo	$h_{bar}$	3.80	3.08	1.93	$m$
Spostamento virtuale p.to controllo	$\delta_{x,k}$	0.48	0.53	0.65	
Spostamento ultimo	$d_{k,0}$	0.317	0.292	0.326	$m$
Massa partecipante al cinematismo	$M^*$	56.59	40.365	21.269	$ton$
Accelerazione sismica spettrale	$a_0^*$	0.84	0.90	1.40	$m/s^2$
Spostamento spettrale equivalente	$d_0^*$	0.438	0.381	0.366	$m$
Spostamento spettrale ultimo	$d_u^*$	0.175	0.152	0.146	$m$

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

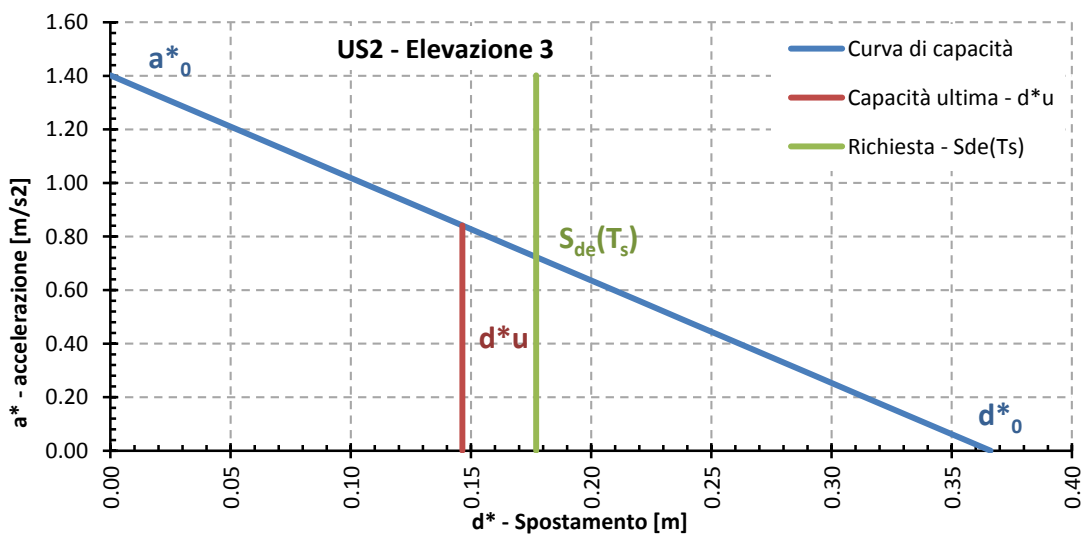
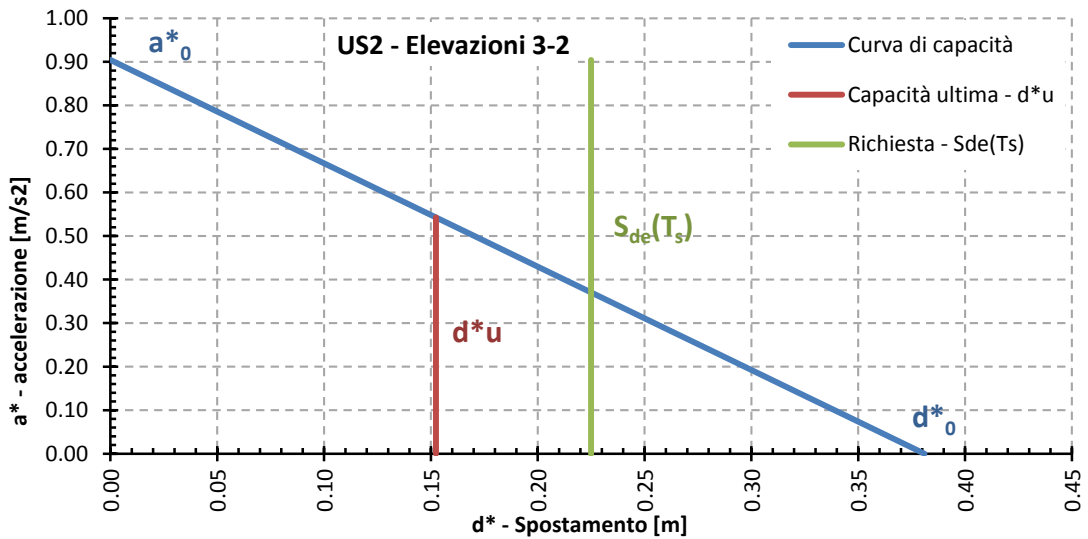
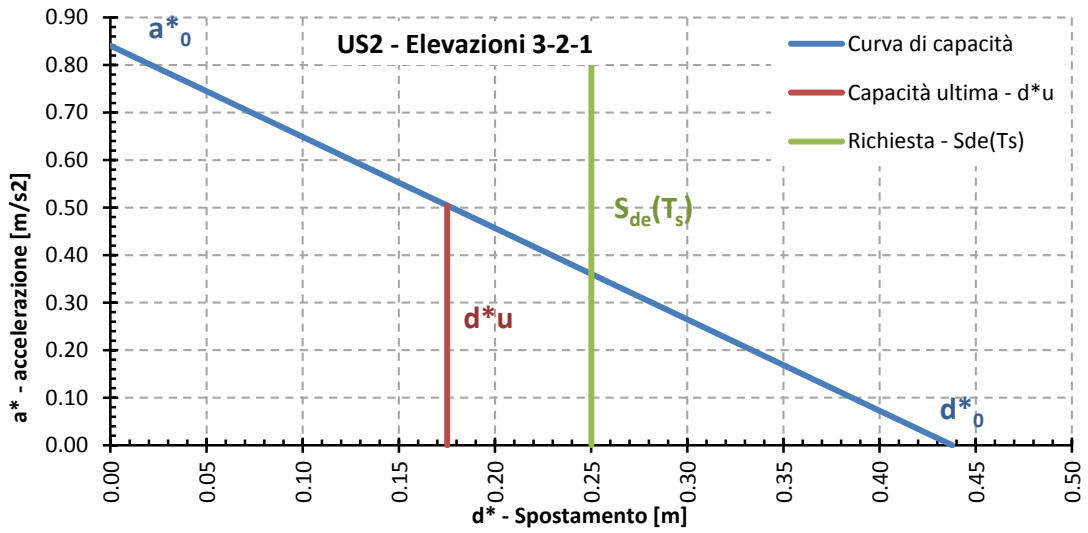
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		3-2-1	3-2	3	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.070	0.061	0.059	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.71	0.76	1.18	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	1.98	1.78	1.40	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.257	0.286	0.363	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.250	0.225	0.177	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
3-2-1	$d_u^* = 0.175$	$\geq 0.250$	appoggiato a terra	70%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.015$	a una certa quota.	1145%		
3-2	$d_u^* = 0.152$	$\geq 0.225$	appoggiato a terra	68%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.051$	a una certa quota.	298%		
3	$d_u^* = 0.146$	$\geq 0.177$	appoggiato a terra	83%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.087$	a una certa quota.	168%		

Anche la verifica con procedimento non lineare non è soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni



Curve di capacità unità strutturale 2





### 6.2.3.3 Unità Strutturale 3

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.3). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

#### Parete sinistra

Numero di piani	<b>N</b>	3
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1.35
Altezza totale edificio	<b>H</b>	10.15 m
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	<b>Z</b>	0.64 m
Coefficiente di partecipazione modale	<b><math>\gamma</math></b>	1.29
Primo periodo di vibrazione della struttura	<b><math>T_1</math></b>	0.28 s
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	<b><math>S_e(T_1)</math></b>	0.982 g
Valore spettro in spostamento in $T_1$	<b><math>S_{De}(T_1)</math></b>	0.020 m

		1° PIANO	2° PIANO	3° PIANO	
Altezza muro	<b><math>h_i</math></b>	2.65	2.90	4.05	m
Spessore muratura	<b><math>t_i</math></b>	0.70	0.60	0.50	m
Eccentricità carico solaio	<b><math>e</math></b>	0.58	0.50	0.42	m
Peso muro	<b><math>P_i</math></b>	133.20	140.70	157.70	kN
Peso solaio	<b><math>Q_i</math></b>	0.00	34.50	8.30	kN
Azioni orizzontali	<b><math>N_{i,orizz}</math></b>				kN

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

		ELEVAZIONI : 3-2-1			
		3-2	3		
Rotazione ultima	<b><math>\theta</math></b>	3.840	5.137	6.927	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	<b><math>\alpha</math></b>	0.0671	0.0899	0.1215	
Altezza del punto di controllo	<b><math>h_{bar}</math></b>	4.68	3.34	2.13	m
Spostamento virtuale p.to controllo	<b><math>\delta_{x,k}</math></b>	0.49	0.48	0.53	
Spostamento ultimo	<b><math>d_{k,0}</math></b>	0.313	0.299	0.256	m
Massa partecipante al cinematismo	<b><math>M^*</math></b>	37.25	27.454	16.223	ton
Accelerazione sismica spettrale	<b><math>a_0^*</math></b>	0.63	0.83	0.92	m/s <sup>2</sup>
Spostamento spettrale equivalente	<b><math>d_0^*</math></b>	0.407	0.378	0.267	m
Spostamento spettrale ultimo	<b><math>d_u^*</math></b>	0.163	0.151	0.107	m

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

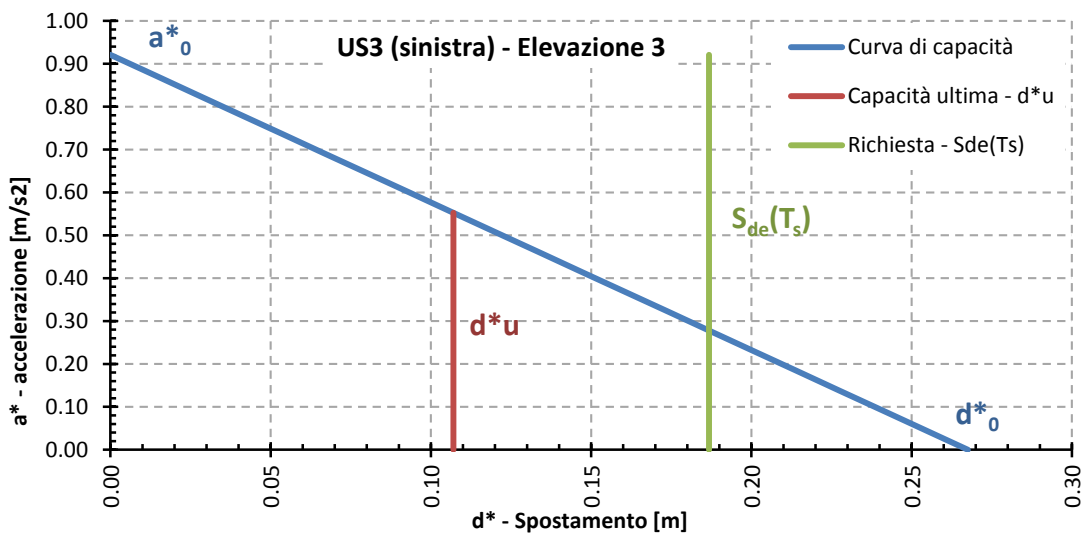
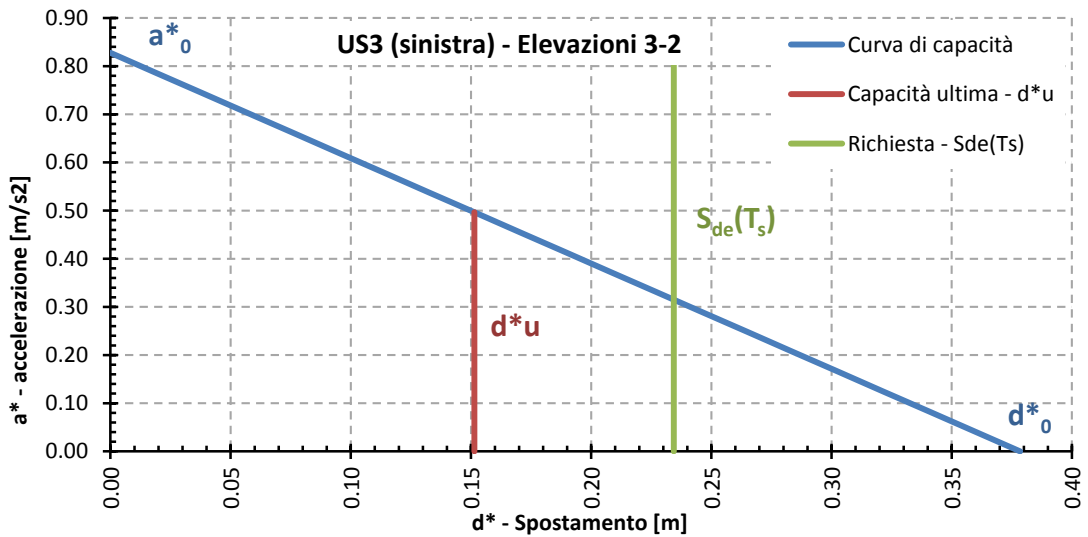
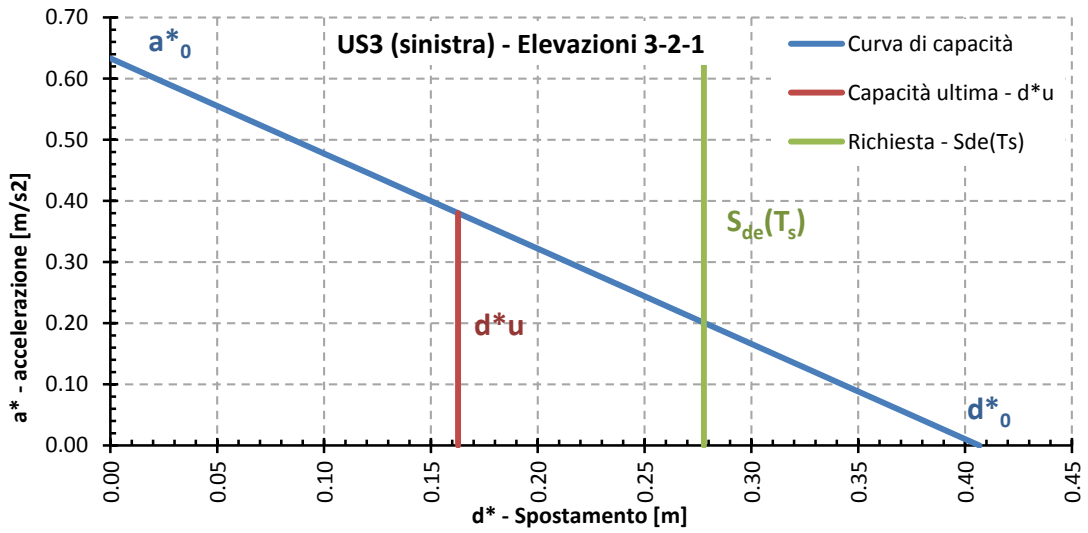
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		3-2-1	3-2	3	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.065	0.061	0.043	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.53	0.70	0.77	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	2.20	1.85	1.48	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.231	0.274	0.344	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.278	0.234	0.187	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
3-2-1	$d_u^* = 0.163$	$\geq 0.278$	appoggiato a terra	59%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.014$	a una certa quota.	1147%		
3-2	$d_u^* = 0.151$	$\geq 0.234$	appoggiato a terra	65%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.063$	a una certa quota.	239%		
3	$d_u^* = 0.107$	$\geq 0.187$	appoggiato a terra	57%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.099$	a una certa quota.	108%		

Anche la verifica con procedimento non lineare non è soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni



Curve di capacità unità strutturale 3 - Parte sinistra



Parte destra

Numero di piani	<b>N</b>	3
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1.35
Altezza totale edificio	<b>H</b>	10.15 m
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	<b>Z</b>	0.68 m
Coefficiente di partecipazione modale	<b><math>\gamma</math></b>	1.29
Primo periodo di vibrazione della struttura	<b>T<sub>1</sub></b>	0.28 s
Valore spettro in accelerazione in T <sub>1</sub>	<b>S<sub>e</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	0.982 g
Valore spettro in spostamento in T <sub>1</sub>	<b>S<sub>De</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	0.020 m

		1° PIANO	2° PIANO	3° PIANO	
Altezza muro	<b>h<sub>i</sub></b>	3.02	2.90	2.70	m
Spessore muratura	<b>t<sub>i</sub></b>	0.70	0.60	0.50	m
Eccentricità carico solaio	<b>e</b>	0.58	0.50	0.42	m
Peso muro	<b>P<sub>i</sub></b>	120.40	91.90	69.90	kN
Peso solaio	<b>Q<sub>i</sub></b>	0.00	4.60	3.60	kN
Azioni orizzontali	<b>N<sub>i,orizz</sub></b>				kN

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

		ELEVAZIONI : 3-2-1      3-2      3			
Rotazione ultima	<b><math>\theta</math></b>	4.489	6.012	10.332	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	<b><math>\alpha</math></b>	0.0785	0.1053	0.1823	
Altezza del punto di controllo	<b>h<sub>bar</sub></b>	3.99	2.73	1.42	m
Spostamento virtuale p.to controllo	<b><math>\delta_{x,k}</math></b>	0.46	0.49	0.52	
Spostamento ultimo	<b>d<sub>k,0</sub></b>	0.312	0.286	0.254	m
Massa partecipante al cinematismo	<b>M*</b>	21.97	13.644	7.188	ton
Accelerazione sismica spettrale	<b>a<sub>0</sub>*</b>	0.77	0.97	1.38	m/s <sup>2</sup>
Spostamento spettrale equivalente	<b>d<sub>0</sub>*</b>	0.421	0.363	0.265	m
Spostamento spettrale ultimo	<b>d<sub>u</sub>*</b>	0.168	0.145	0.106	m

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

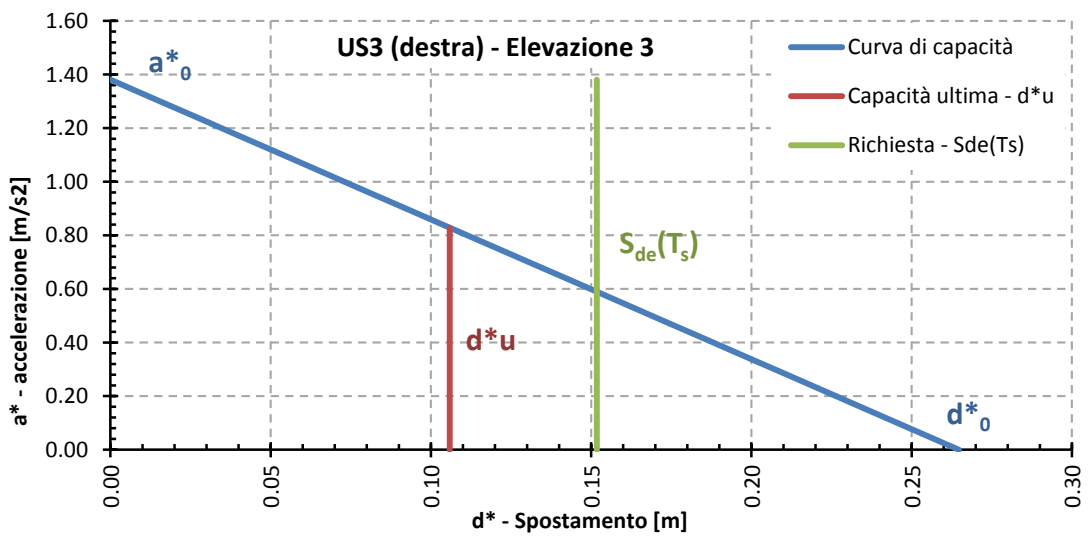
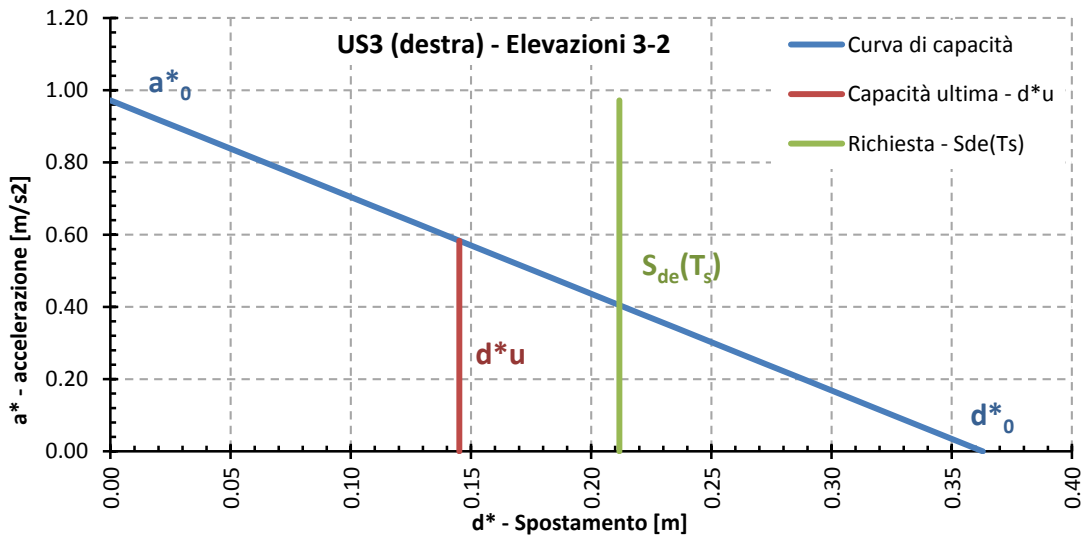
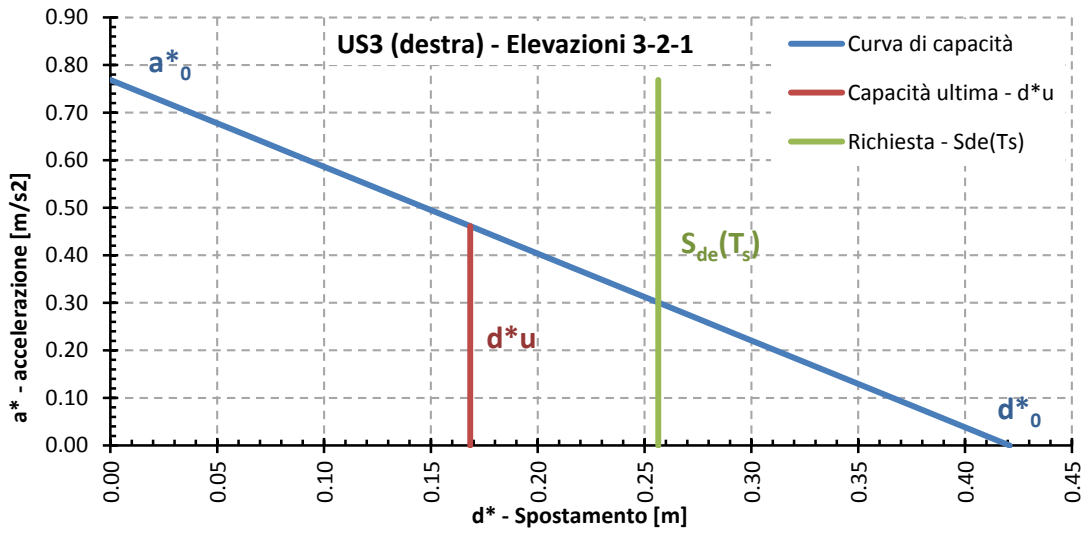
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		3-2-1	3-2	3	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.067	0.058	0.042	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.65	0.82	1.16	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	2.03	1.68	1.20	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.251	0.304	0.424	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.256	0.212	0.152	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
3-2-1	$d_u^* = 0.168$	$\geq 0.256$	appoggiato a terra	66%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.014$	a una certa quota.	1196%		
3-2	$d_u^* = 0.145$	$\geq 0.212$	appoggiato a terra	69%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.065$	a una certa quota.	222%		
3	$d_u^* = 0.106$	$\geq 0.152$	appoggiato a terra	70%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.091$	a una certa quota.	116%		

Anche la verifica con procedimento non lineare non è soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni



Curve di capacità unità strutturale 3 - Parte destra



### 6.2.3.4 Unità Strutturale 4

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.4). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

Numero di piani	<b><i>N</i></b>	3
Fattore di confidenza	<b><i>FC</i></b>	1.35
Altezza totale edificio	<b><i>H</i></b>	12.51 <i>m</i>
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	<b><i>Z</i></b>	2.70 <i>m</i>
Coefficiente di partecipazione modale	<b><i>γ</i></b>	1.29
Primo periodo di vibrazione della struttura	<b><i>T<sub>1</sub></i></b>	0.33 <i>s</i>
Valore spettro in accelerazione in <i>T<sub>1</sub></i>	<b><i>S<sub>e</sub>(T<sub>1</sub>)</i></b>	0.982 <i>g</i>
Valore spettro in spostamento in <i>T<sub>1</sub></i>	<b><i>S<sub>De</sub>(T<sub>1</sub>)</i></b>	0.027 <i>m</i>

		1° PIANO	2° PIANO	3° PIANO	
Altezza muro	<b><i>h<sub>i</sub></i></b>	3.00	3.05	3.06	<i>m</i>
Spessore muratura	<b><i>t<sub>i</sub></i></b>	0.65	0.60	0.60	<i>m</i>
Eccentricità carico solaio	<b><i>e</i></b>	0.54	0.50	0.50	<i>m</i>
Peso muro	<b><i>P<sub>i</sub></i></b>	176.07	175.34	176.00	<i>kN</i>
Peso solaio	<b><i>Q<sub>i</sub></i></b>	0.00	15.70	6.20	<i>kN</i>
Azioni orizzontali	<b><i>N<sub>i,orizz</sub></i></b>				<i>kN</i>

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

		ELEVAZIONI : 3-2-1      3-2      3			
Rotazione ultima	<b><i>θ</i></b>	3.905	5.732	10.975	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	<b><i>α</i></b>	0.0683	0.1004	0.1939	
Altezza del punto di controllo	<b><i>h<sub>bar</sub></i></b>	4.63	3.11	1.58	<i>m</i>
Spostamento virtuale p.to controllo	<b><i>δ<sub>x,k</sub></i></b>	0.51	0.51	0.52	
Spostamento ultimo	<b><i>d<sub>k,0</sub></i></b>	0.315	0.310	0.301	<i>m</i>
Massa partecipante al cinematismo	<b><i>M*</i></b>	43.41	30.597	18.019	<i>ton</i>
Accelerazione sismica spettrale	<b><i>a<sub>0</sub>*</i></b>	0.64	0.91	1.45	<i>m/s<sup>2</sup></i>
Spostamento spettrale equivalente	<b><i>d<sub>0</sub>*</i></b>	0.407	0.386	0.310	<i>m</i>
Spostamento spettrale ultimo	<b><i>d<sub>u</sub>*</i></b>	0.163	0.154	0.124	<i>m</i>

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		3-2-1	3-2	3	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.065	0.062	0.050	$m$
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.54	0.76	1.22	$m/s^2$
Periodo secante	$T_s$	2.19	1.79	1.27	$s$
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.233	0.284	0.401	$g$
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.276	0.226	0.160	$m$

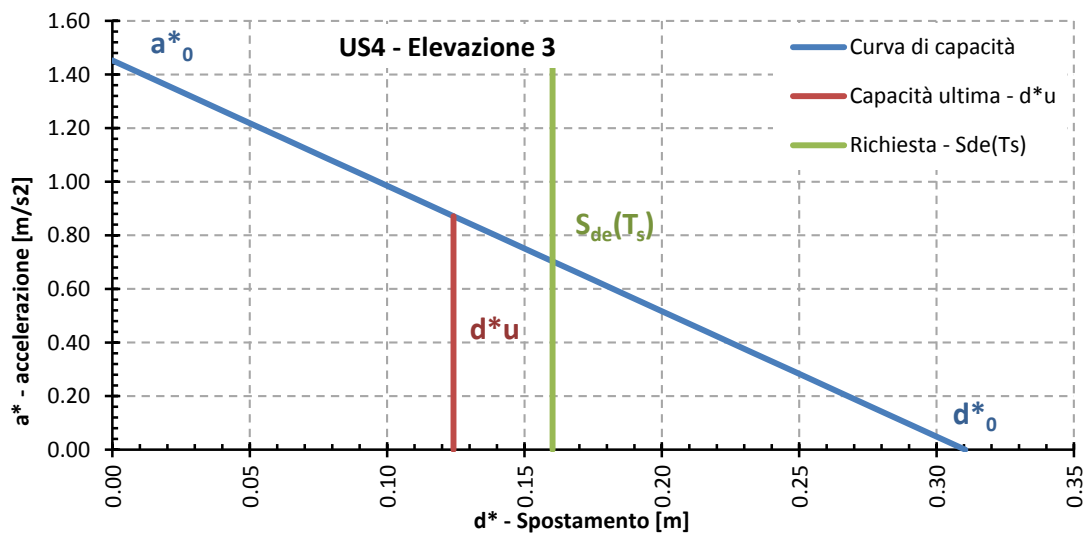
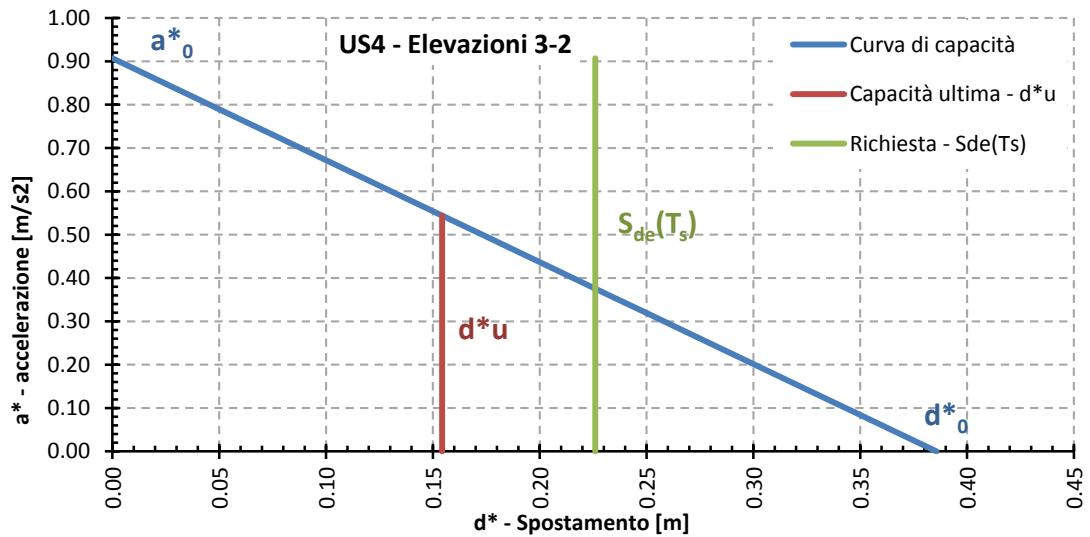
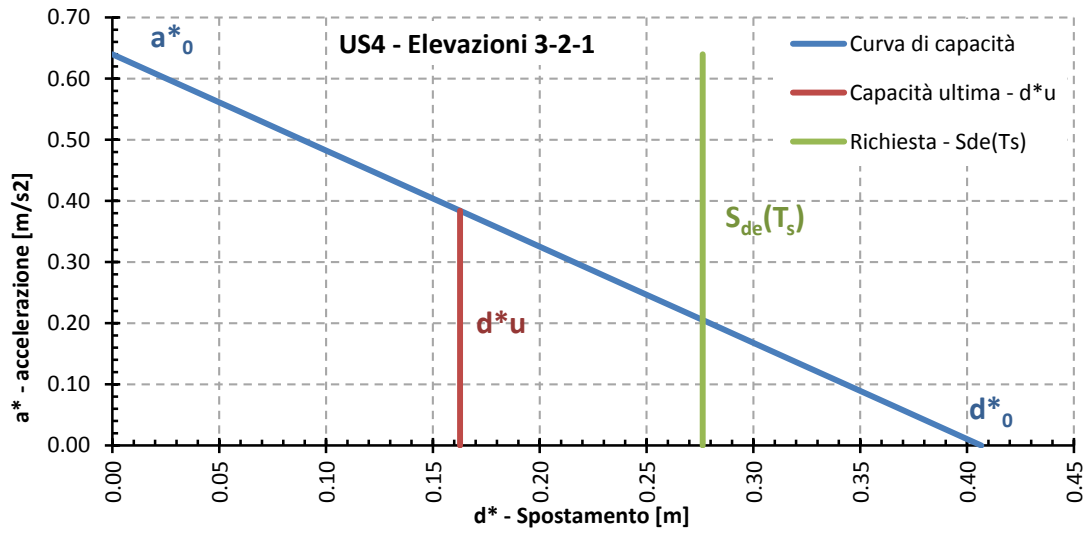
	CAPACITA'		RICHIESTA			
3-2-1	$d_u^* = 0.163$	$\geq 0.276$	appoggiato a terra	59%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.058$	a una certa quota.	281%		
3-2	$d_u^* = 0.154$	$\geq 0.226$	appoggiato a terra	68%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.104$	a una certa quota.	148%		
3	$d_u^* = 0.124$	$\geq 0.160$	appoggiato a terra	78%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.125$	a una certa quota.	99%		

Anche la verifica con procedimento non lineare non è soddisfatta per nessuna delle tre elevazioni





Curve di capacità unità strutturale 4



### 6.2.3.5 Unità Strutturale 5

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.5). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

#### Parete sinistra

Numero di piani	<b>N</b>	3
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1.35
Altezza totale edificio	<b>H</b>	9.72 m
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	<b>Z</b>	0.40 m
Coefficiente di partecipazione modale	<b><math>\gamma</math></b>	1.20
Primo periodo di vibrazione della struttura	<b>T<sub>1</sub></b>	0.28 s
Valore spettro in accelerazione in T <sub>1</sub>	<b>S<sub>e</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	0.982 g
Valore spettro in spostamento in T <sub>1</sub>	<b>S<sub>De</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	0.018 m

		1° PIANO	2° PIANO	
Altezza muro	<b>h<sub>i</sub></b>	2.90	2.95	m
Spessore muratura	<b>t<sub>i</sub></b>	0.50	0.50	m
Eccentricità carico solaio	<b>e</b>	0.42	0.42	m
Peso muro	<b>P<sub>i</sub></b>	79.70	110.90	kN
Peso solaio	<b>Q<sub>i</sub></b>	7.37	7.37	kN
Azioni orizzontali	<b>N<sub>i,orizz</sub></b>			kN

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

	ELEVAZIONI :	2-1	2	
Rotazione ultima	<b><math>\theta</math></b>	4.623	9.435	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	<b><math>\alpha</math></b>	0.0809	0.1662	
Altezza del punto di controllo	<b>h<sub>bar</sub></b>	3.24	1.57	m
Spostamento virtuale p.to controllo	<b><math>\delta_{x,k}</math></b>	0.55	0.53	
Spostamento ultimo	<b>d<sub>k,0</sub></b>	0.695	0.627	m
Massa partecipante al cinematismo	<b>M*</b>	17.321	11.463	ton
Accelerazione sismica spettrale	<b>a<sub>0</sub>*</b>	0.71	1.27	m/s <sup>2</sup>
Spostamento spettrale equivalente	<b>d<sub>0</sub>*</b>	0.840	0.659	m
Spostamento spettrale ultimo	<b>d<sub>u</sub>*</b>	0.336	0.264	m

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

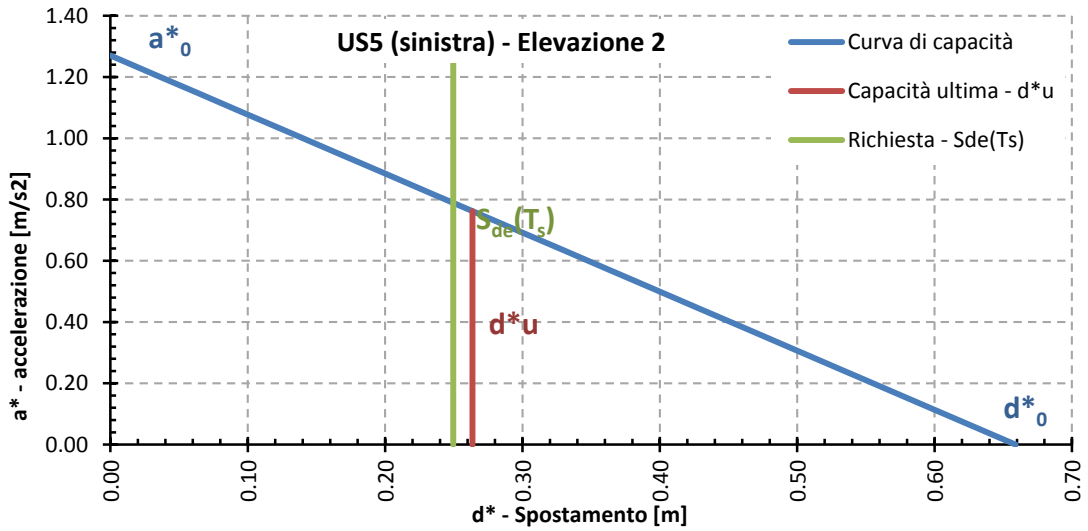
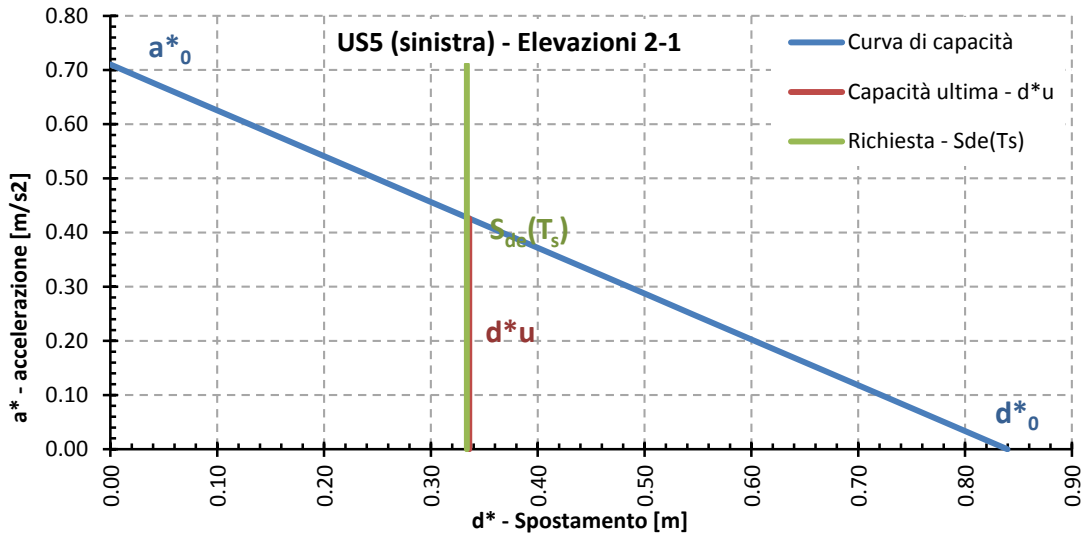
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		2-1	2	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.134	0.105	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.60	1.07	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	2.98	1.98	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.151	0.257	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.334	0.250	m

	CAPACITA'	RICHIESTA			
2-1	$d_u^* = 0.336$	$\geq 0.334$	appoggiato a terra	101%	OK
		$\geq 0.011$	a una certa quota.	3084%	
2	$d_u^* = 0.264$	$\geq 0.250$	appoggiato a terra	106%	OK
		$\geq 0.063$	a una certa quota.	420%	

Con procedimento non lineare la verifica risulta soddisfatta per entrambe le elevazioni.



Curve di capacità unità strutturale 5 - Parte sinistra



Parte destra

Numero di piani	<b>N</b>	3
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1.35
Altezza totale edificio	<b>H</b>	9.72 m
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	<b>Z</b>	0.30 m
Coefficiente di partecipazione modale	<b><math>\gamma</math></b>	1.29
Primo periodo di vibrazione della struttura	<b>T<sub>1</sub></b>	0.28 s
Valore spettro in accelerazione in T <sub>1</sub>	<b>S<sub>e</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	0.982 g
Valore spettro in spostamento in T <sub>1</sub>	<b>S<sub>De</sub>(T<sub>1</sub>)</b>	0.018 m

		1° PIANO	2° PIANO	3° PIANO	
Altezza muro	<b>h<sub>i</sub></b>	3.00	2.95	2.22	m
Spessore muratura	<b>t<sub>i</sub></b>	0.70	0.50	0.50	m
Eccentricità carico solaio	<b>e</b>	0.58	0.42	0.33	m
Peso muro	<b>P<sub>i</sub></b>	187.60	131.60	120.40	kN
Peso solaio	<b>Q<sub>i</sub></b>	28.40	14.10	3.40	kN
Azioni orizzontali	<b>N<sub>i,orizz</sub></b>		-31		kN

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

		ELEVAZIONI : 3-2-1	3-2	3	
Rotazione ultima	<b><math>\theta</math></b>	10.026	12.502	12.474	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	<b><math>\alpha</math></b>	0.0794	0.0943	0.2212	
Altezza del punto di controllo	<b>h<sub>bar</sub></b>	3.95	2.75	1.14	m
Spostamento virtuale p.to controllo	<b><math>\delta_{x,k}</math></b>	0.48	0.53	0.51	
Spostamento ultimo	<b>d<sub>k,0</sub></b>	0.688	0.596	0.246	m
Massa partecipante al cinematismo	<b>M*</b>	37.32	22.595	12.308	ton
Accelerazione sismica spettrale	<b>a<sub>0</sub>*</b>	0.77	0.83	1.65	m/s <sup>2</sup>
Spostamento spettrale equivalente	<b>d<sub>0</sub>*</b>	0.912	0.725	0.253	m
Spostamento spettrale ultimo	<b>d<sub>u</sub>*</b>	0.365	0.290	0.101	m

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

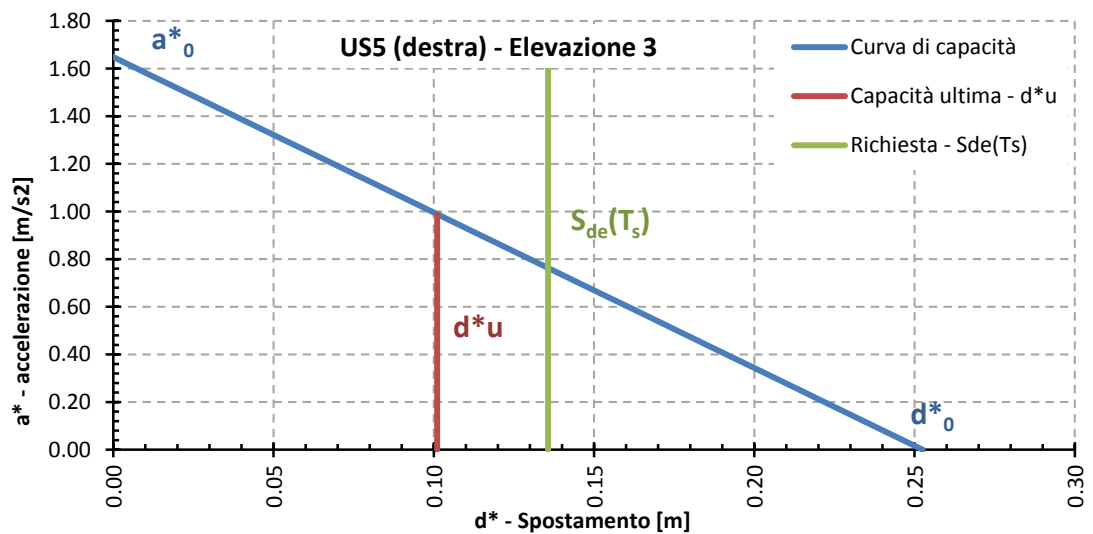
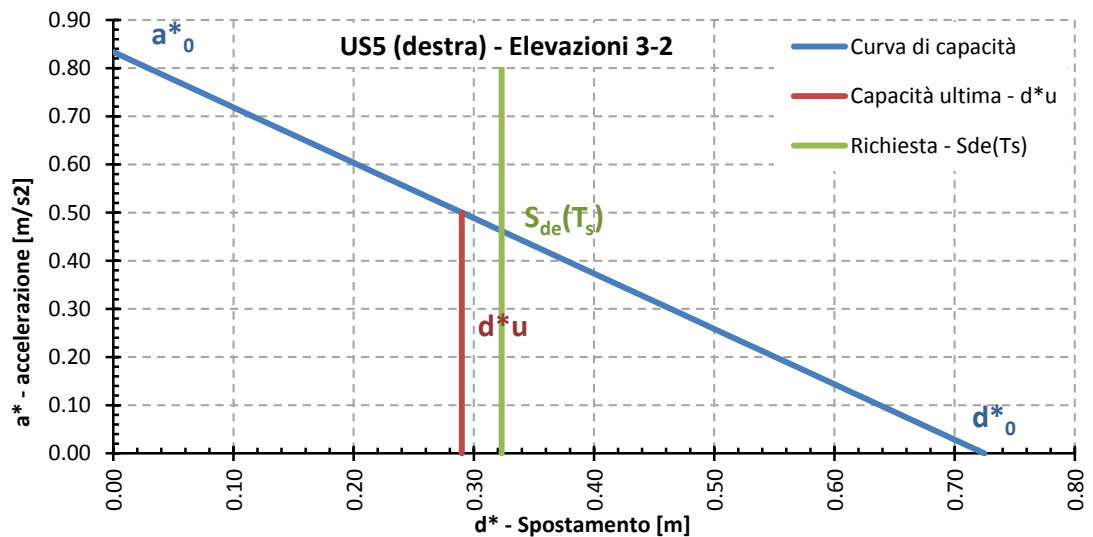
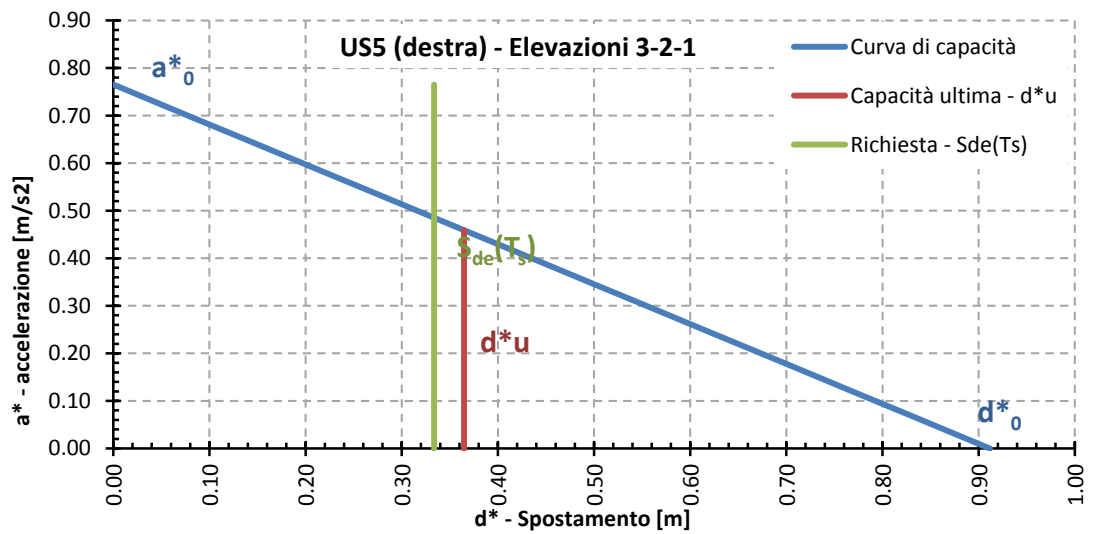
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		3-2-1	3-2	3	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.146	0.116	0.040	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.64	0.70	1.38	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	2.99	2.56	1.07	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.150	0.199	0.474	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.334	0.323	0.136	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
3-2-1	$d_u^* = 0.365$	$\geq 0.334$	appoggiato a terra	109%	OK	
		$\geq 0.009$	a una certa quota.	4154%		
3-2	$d_u^* = 0.290$	$\geq 0.323$	appoggiato a terra	90%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.084$	a una certa quota.	345%		
3	$d_u^* = 0.101$	$\geq 0.136$	appoggiato a terra	74%	RIBALTAMENTO	
		$\geq 0.080$	a una certa quota.	127%		

Tramite la verifica con procedimento non lineare il ribaltamento delle elevazioni 3-2-1 risulta verificato, ma non quello delle elevazioni 3-2 e 3.



Curve di capacità unità strutturale 5 - Parte destra



### 6.2.3.6 Unità Strutturale 7

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.7). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

#### Parete sinistra

Numero di piani	<b>N</b>	2
Fattore di confidenza	<b>FC</b>	1.35
Altezza totale edificio	<b>H</b>	7.72 m
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	<b>Z</b>	1.30 m
Coefficiente di partecipazione modale	<b><math>\gamma</math></b>	1.20
Primo periodo di vibrazione della struttura	<b><math>T_1</math></b>	0.23 s
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	<b><math>S_e(T_1)</math></b>	0.982 g
Valore spettro in spostamento in $T_1$	<b><math>S_{De}(T_1)</math></b>	0.013 m

		1° PIANO	2° PIANO	
Altezza muro	<b><math>h_i</math></b>	2.55	1.82	m
Spessore muratura	<b><math>t_i</math></b>	0.60	0.60	m
Eccentricità carico solaio	<b>e</b>	0.50	0.40	m
Peso muro	<b><math>P_i</math></b>	104.85	86.43	kN
Peso solaio	<b><math>Q_i</math></b>	0.00	12.76	kN
Azioni orizzontali	<b><math>N_{i,orizz}</math></b>			kN

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

	ELEVAZIONI :	2-1	2	
Rotazione ultima	<b><math>\theta</math></b>	7.290	16.942	°
Moltiplicatore sismico di attivazione	<b><math>\alpha</math></b>	0.1279	0.3046	
Altezza del punto di controllo	<b><math>h_{bar}</math></b>	2.39	1.03	m
Spostamento virtuale p.to controllo	<b><math>\delta_{x,k}</math></b>	0.55	0.56	
Spostamento ultimo	<b><math>d_{k,0}</math></b>	0.304	0.299	m
Massa partecipante al cinematismo	<b><math>M^*</math></b>	16.789	9.293	ton
Accelerazione sismica spettrale	<b><math>a_0^*</math></b>	1.15	2.41	m/s <sup>2</sup>
Spostamento spettrale equivalente	<b><math>d_0^*</math></b>	0.376	0.326	m
Spostamento spettrale ultimo	<b><math>d_u^*</math></b>	0.151	0.130	m



Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

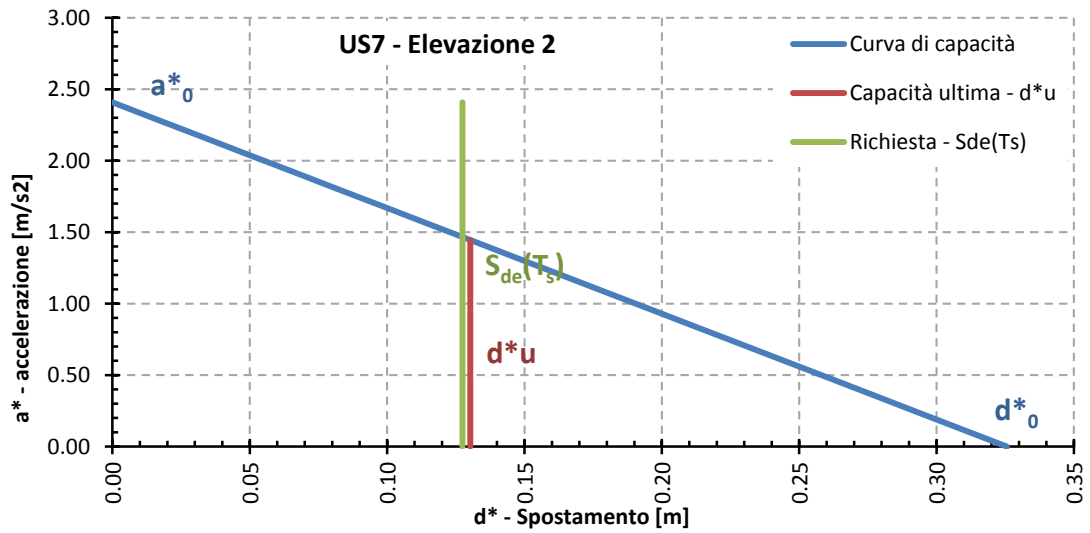
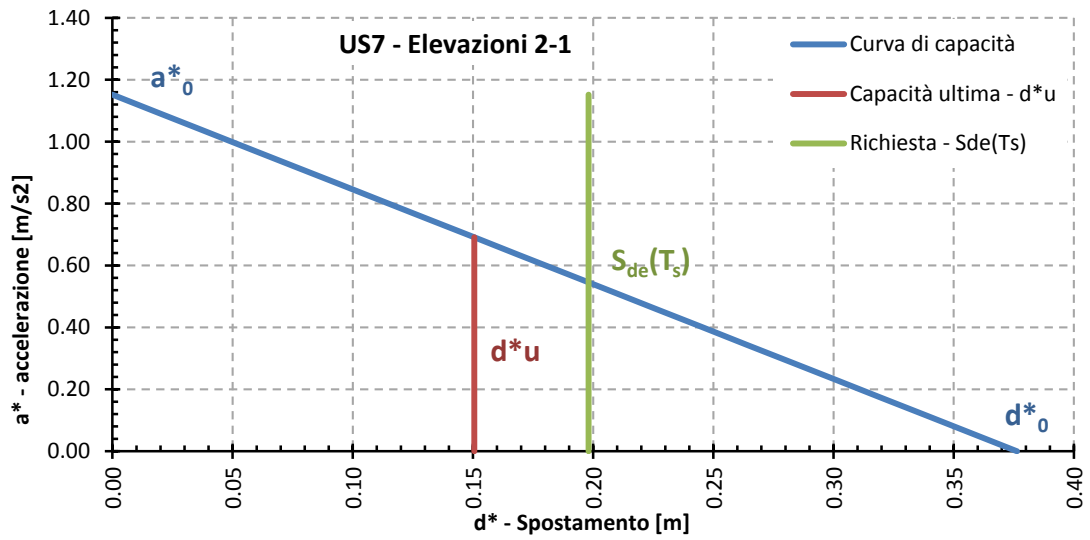
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		2-1	2	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.060	0.052	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.97	2.02	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	1.57	1.01	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.324	0.504	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.198	0.127	m

	CAPACITA'	RICHIESTA			
2-1	$d_u^* = 0.151$	$\geq 0.198$	appoggiato a terra	76%	RIBALTAMENTO
		$\geq 0.021$	a una certa quota.	718%	
2	$d_u^* = 0.130$	$\geq 0.127$	appoggiato a terra	102%	OK
		$\geq 0.044$	a una certa quota.	295%	

Tramite la verifica con procedimento non lineare il ribaltamento dell'elevazione 2 risulta verificato, ma non quello delle elevazioni 2-1.



Curve di capacità unità strutturale 7



### 6.2.3.7 Unità Strutturale 8

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.8). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

Numero di piani	$N$	2
Fattore di confidenza	$FC$	1.35
Altezza totale edificio	$H$	8.08 $m$
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	$Z$	0.30 $m$
Coefficiente di partecipazione modale	$\gamma$	1.20
Primo periodo di vibrazione della struttura	$T_1$	0.24 $s$
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	$S_e(T_1)$	0.982 $g$
Valore spettro in spostamento in $T_1$	$S_{De}(T_1)$	0.014 $m$

		1° PIANO	2° PIANO	
Altezza muro	$h_i$	3.85	2.53	$m$
Spessore muratura	$t_i$	0.60	0.50	$m$
Eccentricità carico solaio	$e$	0.50	0.33	$m$
Peso muro	$P_i$	104.97	83.65	$kN$
Peso solaio	$Q_i$	0.00	7.50	$kN$
Azioni orizzontali	$N_{i,orizz}$			$kN$

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

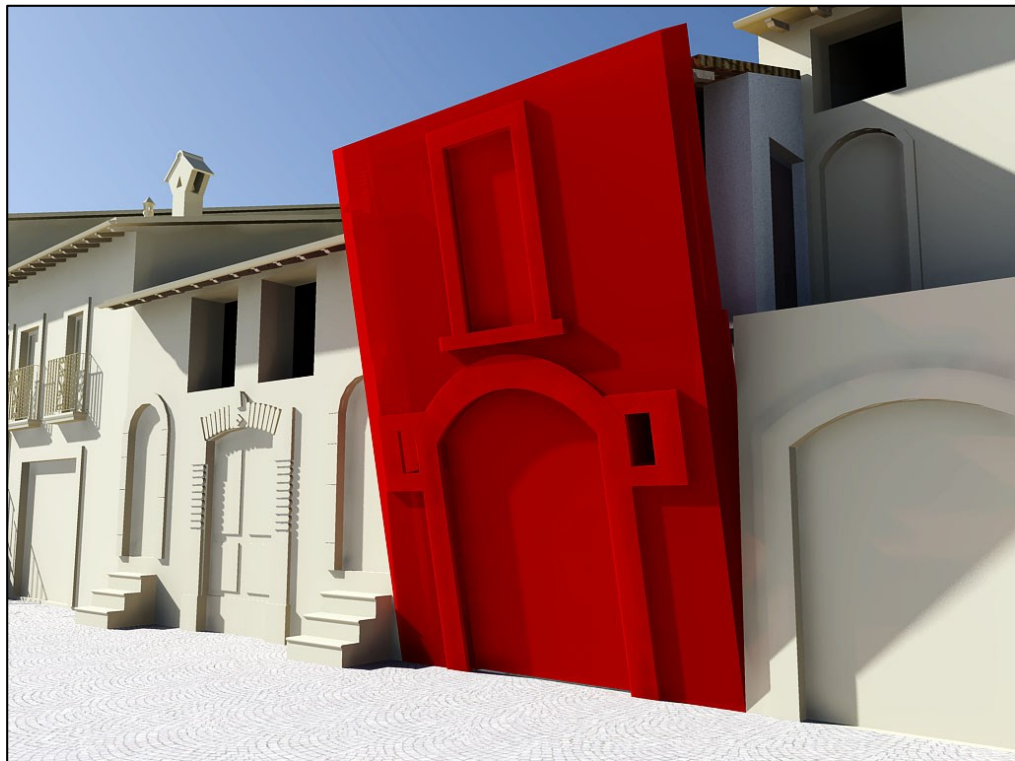
	ELEVAZIONI :	2-1	2	
Rotazione ultima	$\theta$	4.631	10.626	$^\circ$
Moltiplicatore sismico di attivazione	$\alpha$	0.0810	0.1876	
Altezza del punto di controllo	$h_{bar}$	3.46	1.37	$m$
Spostamento virtuale p.to controllo	$\delta_{x,k}$	0.54	0.54	
Spostamento ultimo	$d_{k,0}$	0.279	0.252	$m$
Massa partecipante al cinematismo	$M^*$	16.244	8.728	$ton$
Accelerazione sismica spettrale	$a_0^*$	0.72	1.45	$m/s^2$
Spostamento spettrale equivalente	$d_0^*$	0.343	0.269	$m$
Spostamento spettrale ultimo	$d_u^*$	0.137	0.107	$m$

Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

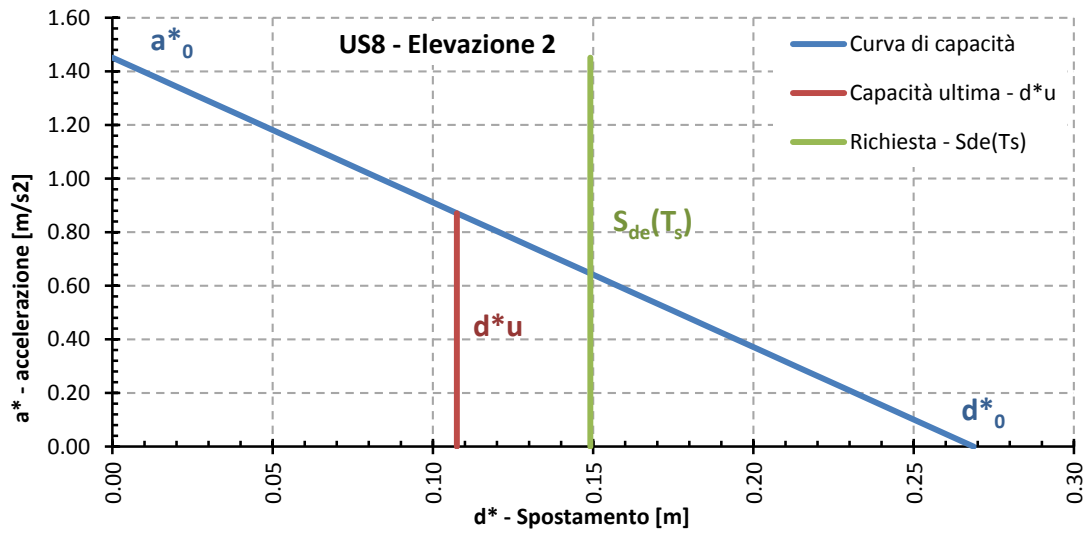
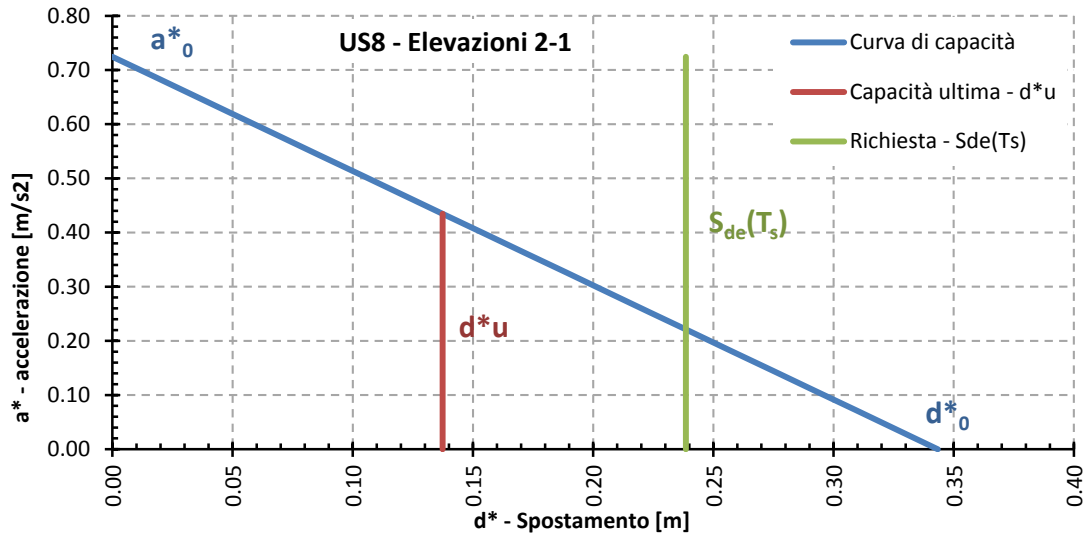
PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		2-1	2	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.055	0.043	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.61	1.22	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	1.89	1.18	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.269	0.431	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.239	0.149	m

	CAPACITA'	RICHIESTA			
3-2	$d_u^* = 0.137$	$\geq 0.239$	appoggiato a terra	58%	RIBALTAMENTO
		$\geq 0.006$	a una certa quota.	2441%	
3	$d_u^* = 0.107$	$\geq 0.149$	appoggiato a terra	72%	RIBALTAMENTO
		$\geq 0.053$	a una certa quota.	202%	

Anche la verifica con procedimento non lineare non è soddisfatta per entrambe le elevazioni



Curve di capacità unità strutturale 8



### 6.2.3.8 Unità Strutturale 9

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap.6.1.3.9). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

Numero di piani	<b><math>N</math></b>	1
Fattore di confidenza	<b><math>FC</math></b>	1.35
Altezza totale edificio	<b><math>H</math></b>	8.08 <i>m</i>
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	<b><math>Z</math></b>	3.85 <i>m</i>
Coefficiente di partecipazione modale	<b><math>\gamma</math></b>	1.00
Primo periodo di vibrazione della struttura	<b><math>T_1</math></b>	0.24 <i>s</i>
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	<b><math>S_e(T_1)</math></b>	0.982 <i>g</i>
Valore spettro in spostamento in $T_1$	<b><math>S_{De}(T_1)</math></b>	0.014 <i>m</i>

2° PIANO		
Altezza muro	<b><math>h_i</math></b>	3.87 <i>m</i>
Spessore muratura	<b><math>t_i</math></b>	0.50 <i>m</i>
Eccentricità carico solaio	<b><math>e</math></b>	0.33 <i>m</i>
Peso muro	<b><math>P_i</math></b>	122.30 <i>kN</i>
Peso solaio	<b><math>Q_i</math></b>	7.17 <i>kN</i>
Azioni orizzontali	<b><math>N_{i,orizz}</math></b>	<i>kN</i>

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

ELEVAZIONI : 2		
Rotazione ultima	<b><math>\theta</math></b>	7.107 °
Moltiplicatore sismico di attivazione	<b><math>\alpha</math></b>	0.1247
Altezza del punto di controllo	<b><math>h_{bar}</math></b>	2.04 <i>m</i>
Spostamento virtuale p.to controllo	<b><math>\delta_{x,k}</math></b>	0.53
Spostamento ultimo	<b><math>d_{k,0}</math></b>	0.253 <i>m</i>
Massa partecipante al cinematismo	<b><math>M^*</math></b>	12.606 <i>ton</i>
Accelerazione sismica spettrale	<b><math>a_0^*</math></b>	0.95 <i>m/s<sup>2</sup></i>
Spostamento spettrale equivalente	<b><math>d_0^*</math></b>	0.265 <i>m</i>
Spostamento spettrale ultimo	<b><math>d_u^*</math></b>	0.106 <i>m</i>

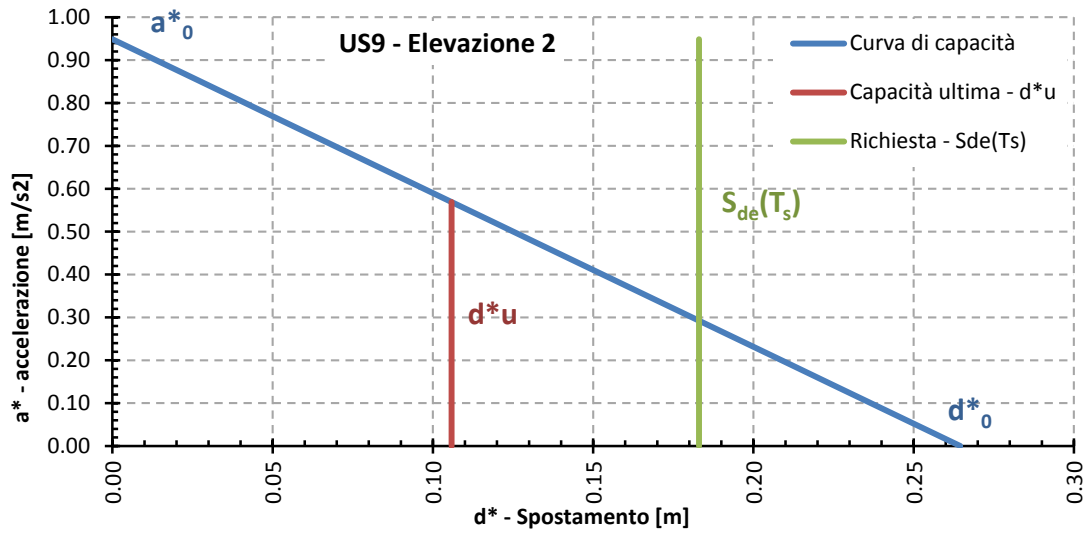
Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		2	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.042	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.80	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	1.45	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.351	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.183	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
2	$d_u^* = 0.106$	$\geq$	0.183	appoggiato a terra	58%	RIBALTAMENTO
		$\geq$	0.048	a una certa quota.	219%	

Anche la verifica con procedimento non lineare non risulta soddisfatta.







### 6.2.3.9 Unità Strutturale 10

I carichi per procedere nell'analisi non lineare sono gli stessi utilizzati per quella lineare (cap. 6.1.3.10). Si riportano di seguito le caratteristiche e le azioni che agiscono sul macroelemento oggetto di indagine.

Numero di piani	$N$	1
Fattore di confidenza	$FC$	1.35
Altezza totale edificio	$H$	8.58 <i>m</i>
Altezza rispetto al piano di fondazione della prima cerniera cilindrica	$Z$	4.07 <i>m</i>
Coefficiente di partecipazione modale	$\gamma$	1.00
Primo periodo di vibrazione della struttura	$T_1$	0.25 <i>s</i>
Valore spettro in accelerazione in $T_1$	$S_e(T_1)$	0.982 <i>g</i>
Valore spettro in spostamento in $T_1$	$S_{De}(T_1)$	0.015 <i>m</i>

2° PIANO		
Altezza muro	$h_i$	3.65 <i>m</i>
Spessore muratura	$t_i$	0.50 <i>m</i>
Eccentricità carico solaio	$e$	0.33 <i>m</i>
Peso muro	$P_i$	209.20 <i>kN</i>
Peso solaio	$Q_i$	10.39 <i>kN</i>
Azioni orizzontali	$N_{i,orizz}$	<i>kN</i>

Utilizzando le relazioni descritte nei cap. 6.2.1 e 6.2.2 è stato calcolato l'angolo di rotazione ultimo  $\theta$  e successivamente lo spostamento spettrale ultimo del sistema  $d_u^*$  per tutti i possibili blocchi di macroelementi coinvolti nel ribaltamento.

ELEVAZIONI : 2		
Rotazione ultima	$\theta$	7.568 °
Moltiplicatore sismico di attivazione	$\alpha$	0.1329
Altezza del punto di controllo	$h_{bar}$	1.91 <i>m</i>
Spostamento virtuale p.to controllo	$\delta_{x,k}$	0.52
Spostamento ultimo	$d_{k,0}$	0.252 <i>m</i>
Massa partecipante al cinematismo	$M^*$	21.501 <i>ton</i>
Accelerazione sismica spettrale	$a_0^*$	1.01 <i>m/s<sup>2</sup></i>
Spostamento spettrale equivalente	$d_0^*$	0.262 <i>m</i>
Spostamento spettrale ultimo	$d_u^*$	0.105 <i>m</i>

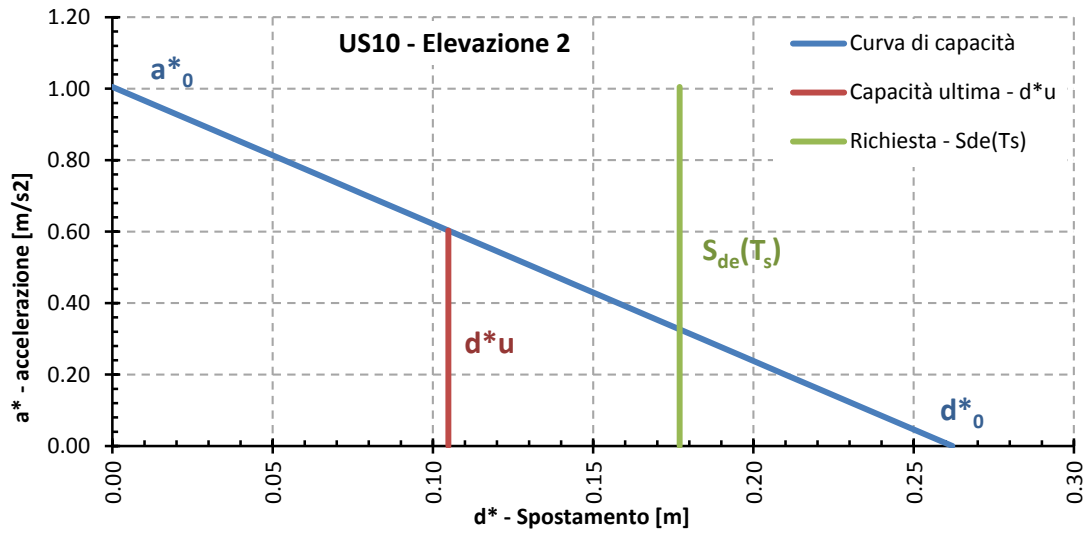
Determinato lo spostamento spettrale ultimo  $d_u^*$  si procede alla definizione dei valori limite di capacità di spostamento come indicato in normativa, seguendo la procedura descritta nel cap. 6.2.2.

PARAMETRI OSCILLATORE DI PERIODO SECANTE		2	
Spostamento in riferimento al periodo secante	$d_s^*$	0.042	m
Accelerazione in riferimento al periodo secante	$a_s^*$	0.84	m/s <sup>2</sup>
Periodo secante	$T_s$	1.40	s
Valore spettro in accelerazione in $T_s$	$S_e(T_s)$	0.363	g
Valore spettro in spostamento in $T_s$	$S_{De}(T_s)$	0.177	m

	CAPACITA'		RICHIESTA			
2	$d_u^* = 0.105$	$\geq$	0.177	appoggiato a terra	59%	RIBALTAMENTO
		$\geq$	0.049	a una certa quota.	212%	

Anche la verifica con procedimento non lineare non risulta soddisfatta.












### 6.3 I due metodi a confronto

Come immaginato, la verifica con analisi cinematica non lineare è meno cautelativa della lineare, anche se la maggior parte dei meccanismi risultano ancora attivati il coefficiente sull'attivazione salvo rari casi è molto più alto. Questo risultato è imputabile alla maggior raffinatezza dell'analisi, ragion per cui viene permesso dalla normativa di adottare coefficienti di sicurezza minori.

$$\alpha = \frac{\text{Accelerazione di attivazione del meccanismo } a_0}{\text{Massima accelerazione richiesta per elementi al suolo o in quota}}$$

U.S.		Piani	ANALISI CINEMATICA	
			$\alpha$ LINEARE	$\alpha$ NON LINEARE
1 Prospetto Frontale		3 - 2 - 1	60%	82%
		3 - 2	82%	87%
		3	35%	59%
1 Prospetto Laterale		3 - 2	55%	69%
		3	51%	63%
2 Ribaltamento con asportazione cuneo cantonale		3 - 2 - 1	42%	70%
		3 - 2	48%	68%
		3	79%	83%
3A		3 - 2 - 1	31%	59%
		3 - 2	40%	65%
		3	42%	57%
3B		3 - 2 - 1	36%	66%
		3 - 2	45%	69%
		3	57%	70%
4		3 - 2 - 1	31%	59%
		3 - 2	31%	68%
		3	32%	78%
5A		2 - 1	91%	101%
		2	151%	106%
5B		3 - 2 - 1	81%	109%
		3 - 2	91%	90%
		3	43%	74%

	U.S.	PIANI	ANALISI CINEMATICA	
			$\alpha$ LINEARE	$\alpha$ NON LINEARE
6			Nessun Meccanismo	
7		2 - 1 2	52% 84%	76% 102%
8		2 - 1 2	36% 54%	58% 72%
9		2	44%	58%
10		2	41%	59%
11A			Nessun Meccanismo	
11B			Nessun Meccanismo	



## 7 L'ANALISI PUSH-OVER DI EDIFICI IN AGGREGATO

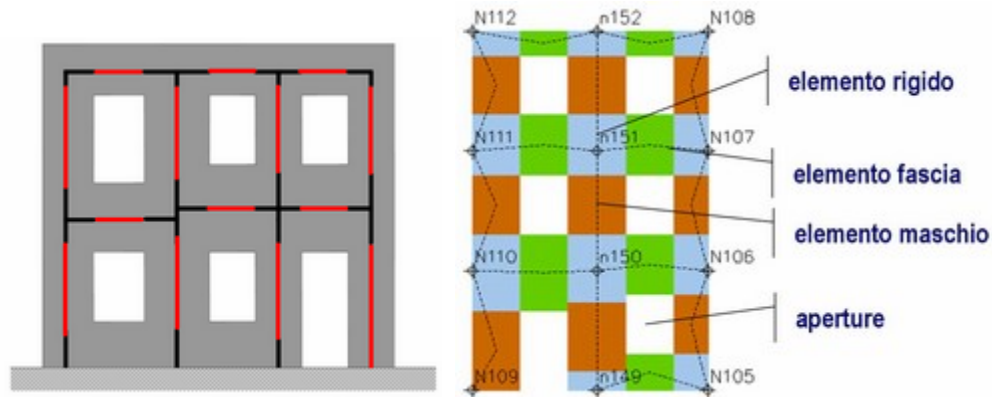
Una volta analizzati i meccanismi di 1° modo, associati alla risposta fuori piano delle pareti, tramite lo studio dei cinematismi di collasso, è necessario indagare adesso sul comportamento globale della struttura, coinvolgendo anche i meccanismi di danno nel piano delle pareti, i cosiddetti meccanismi di 2° modo. Stavolta la sollecitazione è complanare alla parete e il collasso avviene per una crisi legata alla resistenza dei materiali, la difficoltà sta nel capire come l'azione sismica si ripartisce e influenza ogni singolo pannello murario di cui è composta la struttura.

Per edifici in muratura la normativa e la letteratura scientifica eleggono come analisi principe per le verifiche sismiche, l'analisi statica non lineare, detta anche **Pushover**. L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura, da confrontare con le richieste da normativa per il sito e l'edificio in questione.

Per poter eseguire questo tipo di analisi deve però essere individuato uno schema statico equivalente a cui associare la struttura in tutta la sua complessità. A questo scopo ci viene in aiuto la "*Frame by Macro Element Analysis*" (**FME**), la quale rappresenta l'implementazione più avanzata dei concetti di modellazione a telaio equivalente. Il Metodo FME deriva dall'osservazione del reale comportamento di edifici danneggiati dal sisma e tiene in conto i differenti meccanismi di danno. Il software utilizzato per l'implementazione del metodo è "**3Muri**" versione 5.0.222, distribuito da S.T.A. Data.

Gli edifici esistenti in muratura sono caratterizzati da moltissime irregolarità che rendono problematica l'individuazione del telaio equivalente (disposizione delle aperture, intersezione tra pareti portanti, sfalsamento dei solai, deformabilità dei solai). L'algoritmo FME individua il modello in modo chiaro e coerente con il reale comportamento, consentendo una corretta simulazione della risposta. Nelle pareti murarie vengono individuati maschi murari verticali, che oltre a portare i carichi resistono alle azioni sismiche orizzontali, e fasce orizzontali di muratura, che realizzano un accoppiamento tra i maschi murari; questi elementi vengono modellati attraverso

travi non lineari, di rigidezza e resistenza opportuna (secondo quanto esplicitamente indicato in normativa). Gli eventuali elementi in c.a. (pilastri, travi, cordoli, setti) vengono modellati come travi non lineari con cerniere plastiche concentrate negli estremi (tali elementi risultano fragili rispetto alla rottura per taglio).



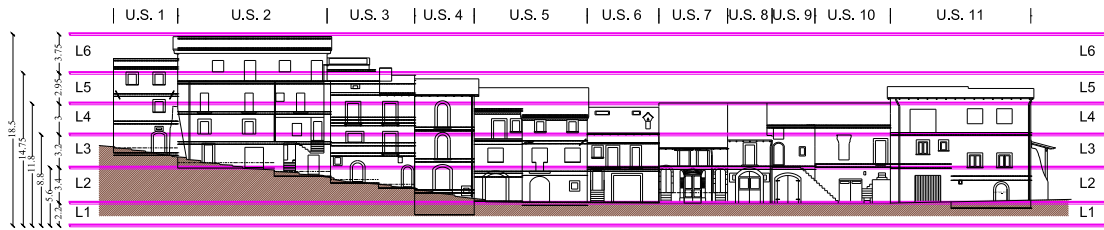
## 7.1 Realizzazione del modello

La prima fase per la realizzazione del modello è quella di “ricalcare” la pianta dei vari livelli nel modo più fedele possibile, piccoli sfalsamenti murari o non perfetti allineamenti di pareti contigue sono stati trascurati, in modo da semplificare il più possibile la generazione del telaio equivalente e non introdurre punti singolari che potrebbero dar luogo a imprecisioni numeriche. Si riporta sotto le piante sovrapposte di tutte le elevazioni dell’aggregato e in viola gli assi della pianta di 3MURI.

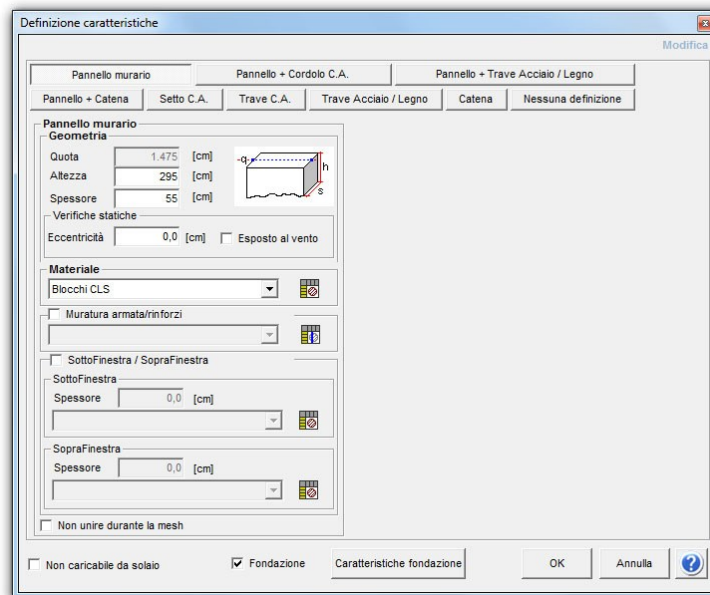


Passando all’elevazione della struttura, il software prevede l’utilizzo di livelli che dovrebbero coincidere il più fedelmente possibile con le quote di piano. In questa fase sono stati incontrati alcuni problemi per cercare di mantenere il modello il più fedele possibile alla realtà, l’aggregato presenta una notevole variabilità altimetrica e molti solai si trovano a quote differenti gli uni dagli altri. Si sono dovute introdurre delle approssimazioni per il posizionamento dei livelli e l’unità che più ne ha risentito è l’US3 i cui solai si trovano ad una quota intermedia tra quelli delle unità adiacenti.

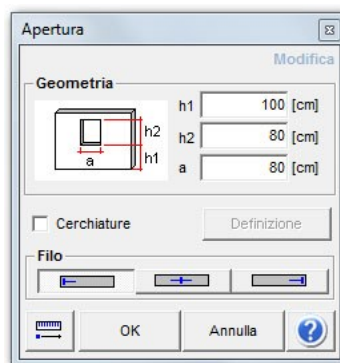




Definiti gli allineamenti e le elevazioni delle pareti devono essere definiti i pannelli murari dell'aggregato. La maschera di definizione prevede la scelta del tipo di elemento che occupa quel pannello, come pannello murario, setto C.A., trave acciaio... e la presenza di eventuali elementi sovrapposti, pannello+cordolo, pannello+catena... si procede poi all'inserimento dei dati caratteristici del pannello: materiale, spessore, altezza, tipo di fondazione, eccentricità, esposizione al vento...

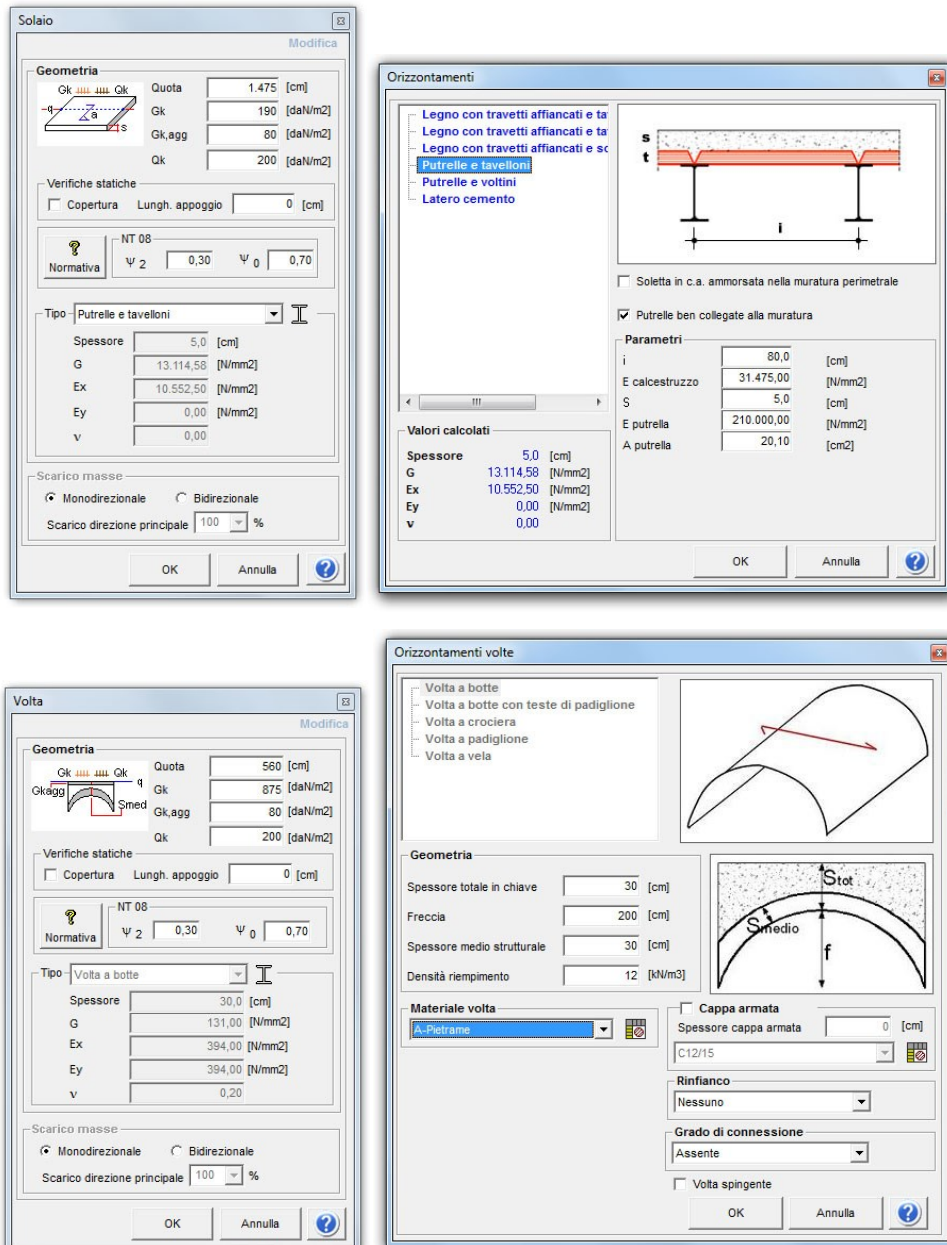


L'immissione dei pannelli è completata dall'inserimento delle aperture che andranno a condizionare la generazione del telaio equivalente.



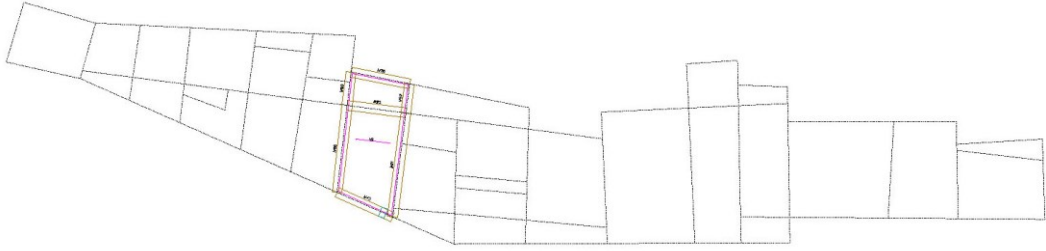
Definiti i pannelli murari, sono stati poi inseriti gli orizzontamenti, solai, volte e coperture. Una volta scelta la tipologia di solaio è richiesta a quota e i carichi da applicare

divisi in  $G_k$  corrispondenti ai pesi propri  $G_1$ ,  $G_{k,agg}$  corrispondenti ai pesi permanenti portati  $G_2$  e infine  $Q_k$  corrispondenti ai carichi accidentali, vi è poi la possibilità di personalizzare i parametri del solaio o della volta, in modo da permettere al software di calcolare l'effettiva rigidezza nel proprio piano del solaio ( $E_x, E_y, G$ ). Il parametro della rigidezza è molto importante perché in funzione di essa può cambiare notevolmente la ripartizione delle azioni tra le pareti, portando a risultati dell'analisi pushover molto diverse.

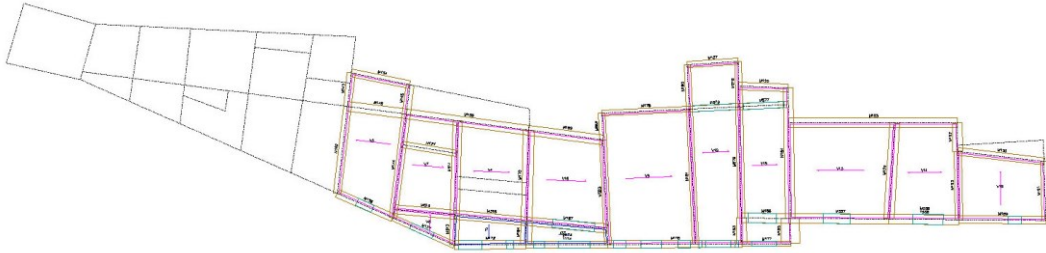


Definita la geometria e le caratteristiche di tutti gli elementi è possibile controllare a video sia in pianta che in visione tridimensionale il modello realizzato, riporto di seguito le piante dei vari livelli e la visione 3D del prospetto frontale e tergale.

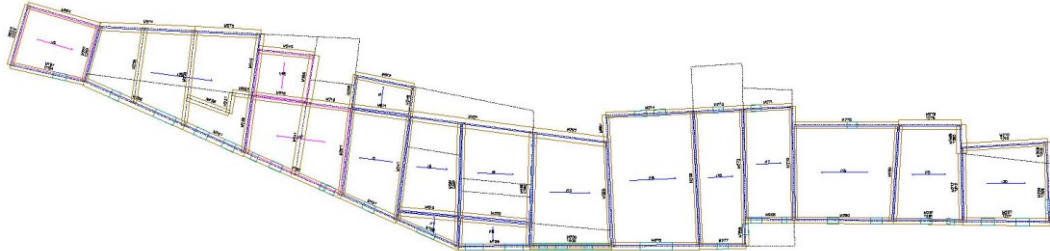
Livello 1



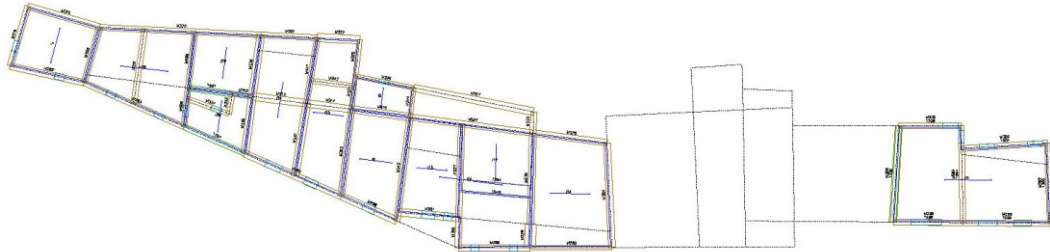
Livello 2



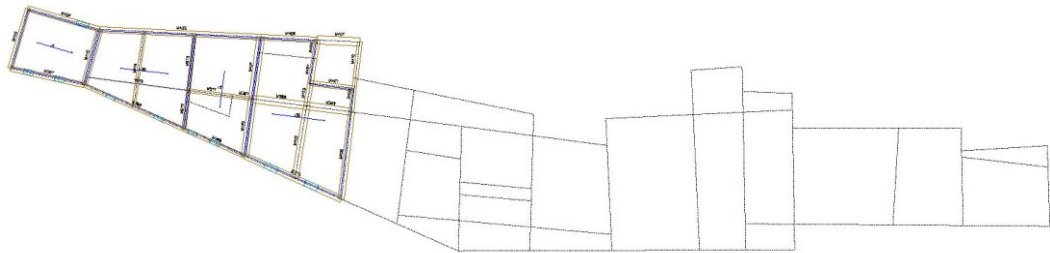
Livello 3



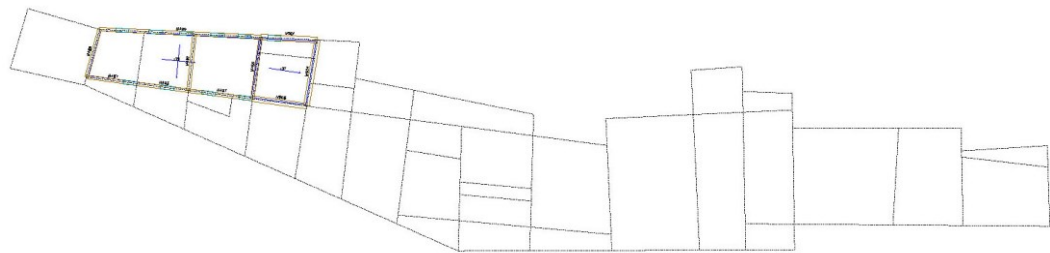
Livello 4

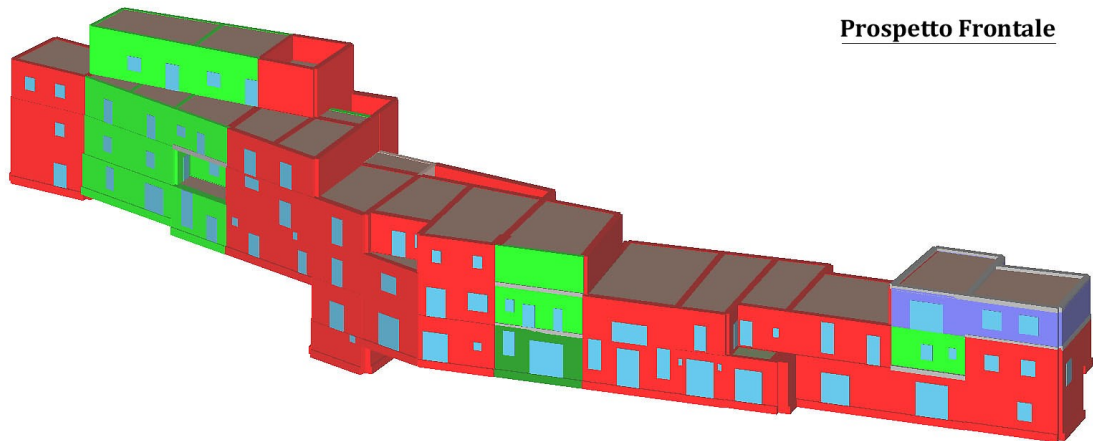


Livello 5



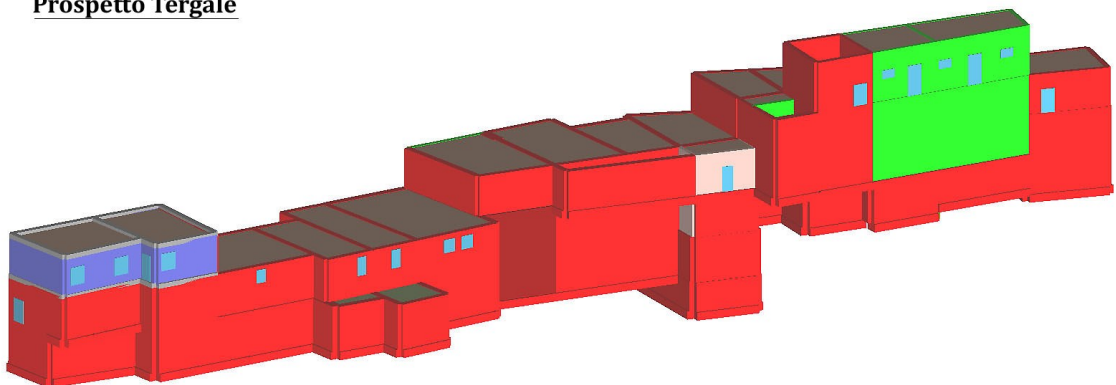
Livello 6





Prospetto Frontale

Prospetto Tergale

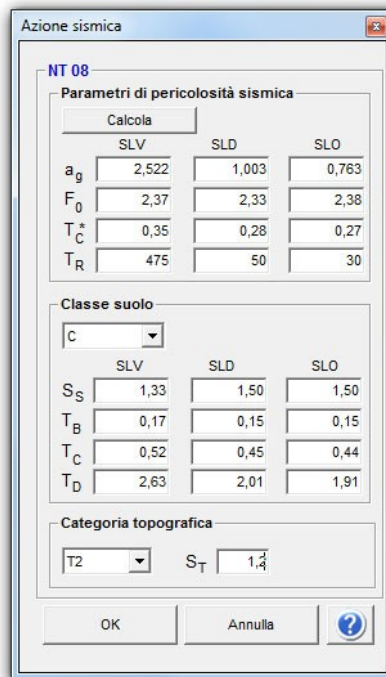


Le diverse colorazioni delle unità strutturali stanno ad indicare il diverso materiale utilizzato per i pannelli murari.

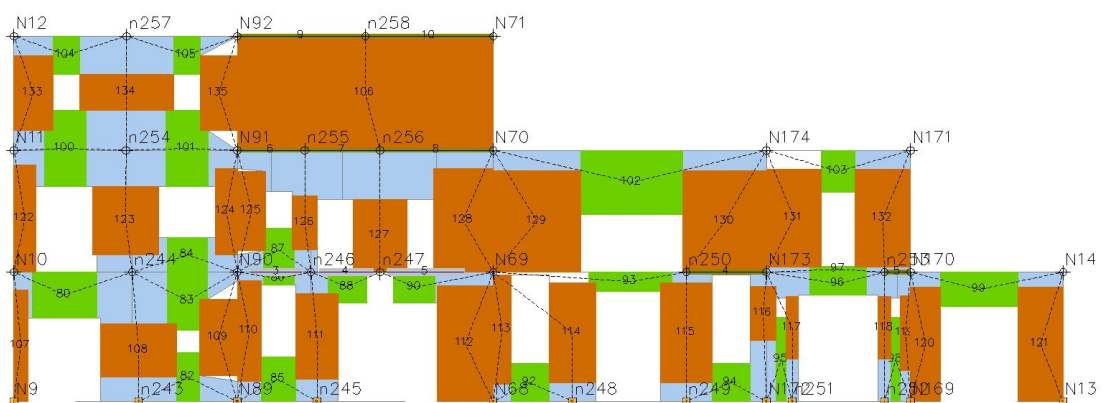
COLORE	NOME	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	PESO SPECIFICO [kN/m <sup>3</sup> ]	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	RESISTENZA TAGLIO [N/cm <sup>2</sup> ]
Red	Pietrame	870	290	19	74.07	1.48
Dark Red	Pietrame con betoncino	2175	725	19	185.18	3.70
Light Green	Blocchi CLS	1 400	350	12	111.11	7.04
Light Pink	Laterizio forato	1 100	400	12	245.00	4.50
Blue	Poroton	4 550	1 137	15	370.37	17.78
Dark Green	Cemento a sacco	2 100	525	24	166.67	10.56

Dall'ambiente struttura passiamo all'ambiente analisi, e definiamo prima di tutto i valori dell'azioni simica, inserendo i parametri relativi al sito e al tipo di opera definiti nel §4.4 si ottengono i valori di calcolo per le verifiche allo stato limite di salvaguardia

della vita (SLV), di danno (SLD) e di operatività (SLO) e i relativi periodi per la definizione dello spettro.



A questo punto il programma è in grado di estrapolare dal modello così definito il telaio equivalente necessario per l'analisi Pushover, la creazione della mesh per ogni parete è automatica, ma eventuali errori nella meshatura possono essere corretti manualmente. Si riporta sotto un esempio di mesh di una parete dove con il colore arancione sono indicati i pannelli di maschio, di colore verde i pannelli di fascia e di colore azzurro i nodi rigidi, eventuali cordoli, travi o catene sono riportati in grigio



## 7.2 Validazione del modello

Il primo controllo da effettuare col modello assemblato è sicuramente una validazione dello stesso, per verificare che non vi siano dei problemi di stabilità numerica. Effettuare un controllo su un modello di questa complessità non è facile e le strade da seguire sono principalmente due, un controllo tramite raffronto manuale di alcuni dati campione e una valutazione della sensibilità del modello al variare di alcuni parametri, come il nodo di controllo o il piano di campagna da cui calcolare l'azione sismica.

### 7.2.1 Verifica dei carichi statici sui maschi murari

Per questo controllo verranno considerati alcuni maschi campione e verrà valutato lo sforzo normale a cui sono soggetti al primo passo dell'analisi pushover, successivamente il valore individuato verrà confrontato con quello calcolato manualmente, computato sulla base dei pesi propri del maschio e dei manufatti che gravano su di esso, come solai, volte o murature soprastanti.

Sono stati presi a confronto i carichi sulle unità 1 e 11.

U.S.1	PARETE	CARICO TOTALE	CARICO TOTALE	DIFFERENZA DI 3MURI
		CALCOLO MANUALE	ELEMENTO 3MURI	RISPETTO A MANUALE
		[kN]	[kN]	[%]
livello 5	P1	63.6	86	+35%
	P13	65.1	62	-5 %
	P14	61.8	80	+30%
	P37	111.6	92	-18 %
TOTALE		302	320	+6%
livello 4	P1	309.7	291	-6 %
	P13	186.9	199	+6%
	P14	306.7	246	-20 %
	P37	272.2	175	-36 %
TOTALE		1075	911	-15 %
livello 3	P1	637.5	473	-26 %
	P13	329.0	426	+29%
	P14	642.1	452	-30 %
	P37	438.5	277	-37 %
TOTALE		2047	1628	-20 %

U.S.11	PARETE	CARICO TOTALE	CARICO TOTALE	DIFFERENZA DI 3MURI
		CALCOLO MANUALE	ELEMENTO 3MURI	RISPETTO A MANUALE
		[kN]	[kN]	[%]
livello 4	P5	116.8	222	+90%
	P6	102.2	91	-11 %
	P7	71.0	100	+41%
	P8	130.9	120	-8 %
	P9	54.5	104	+91%
	P35	131.8	91	-31 %
<b>TOTALE</b>		<b>607</b>	<b>728</b>	<b>+20%</b>
livello 3	P5 sx	169.9	278	+64%
	P5 dx	252.7	397	+57%
	P6	372.6	181	-51 %
	P7	279.2	663	+137%
	P8	463.5	307	-34 %
	P9	209.1	236	+13%
	P35	489.0	310	-37 %
<b>TOTALE</b>		<b>2236</b>	<b>2372</b>	<b>+6%</b>
livello 2	P5 sx	343.8	292	-15 %
	P5 dx	696.1	773	+11%
	P6	452.6	365	-19 %
	P36	325.9	559	+72%
	P8	938.9	608	-35 %
	P9	441.7	602	+36%
	P35	1388.6	996	-28 %
<b>TOTALE</b>		<b>4588</b>	<b>4195</b>	<b>-9 %</b>

Le differenze di carico tra i valori calcolati manualmente e quelle riportate da 3muri sono contenute entro il 20%. Questa differenza è data dal fatto che tramite il calcolo manuale ogni parete è considerata isolata e il carico che vi grava è ottenuto dallo studio dei pesi propri e dell'area di influenza di eventuali solai. Il software 3MURI invece effettua un calcolo a telaio equivalente tridimensionale, perciò ogni nodo è classificato di tipo 2D se interessa una sola parete o 3D se ne interessa più di una, quindi gli sforzi normali che gravano direttamente su una parete sono stati ripartiti in base alla rigidità degli elementi resistenti che concorrono in uno stesso nodo.

### 7.2.2 Stabilità del modello al variare del nodo di controllo

Il posizionamento del nodo di controllo è un parametro arbitrario, non vi sono scelte pienamente corrette o errate, ogni scelta può portare a risultati che possono differire anche sostanzialmente. I nodi candidati a portare risultati il più possibile veritieri sono quelli situati in copertura, all'ultimo livello, ma in presenza di aggregati con uno sviluppo altimetrico complesso la scelta non è banale.

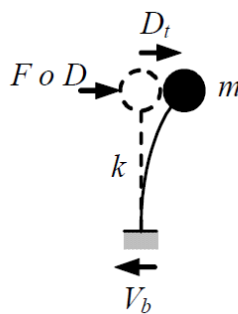
Sono stati considerati vari nodi di controllo per l'analisi pushover e l'andamento della curva non è sempre analogo, risultato prevedibile per un aggregato così complesso, ma la tipologia di danneggiamento dei pannelli murari rimane molto simile, indipendentemente dal nodo di controllo. Questo ci dimostra che nonostante il grafico pushover possa svilupparsi in modo differente, le vulnerabilità dell'aggregato emergono in tutti i casi e l'ordine di plasticizzazione o rottura dei pannelli rimane pressoché il medesimo. Per una analisi di dettaglio dell'influenza del nodo di controllo e dei risultati raggiunti si rimanda al §7.4.



## 7.3 Analisi statica non lineare pushover

### 7.3.1 La costruzione della curva

L'analisi di pushover o analisi di spinta (letteralmente pushover significa “spingere oltre”) è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. Essa consiste nello “spingere” la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la “spinta” si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito. In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato. L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente. Nel caso di sistemi **SDOF** l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva. Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata  $m$  sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza laterale  $k$  e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale  $D_t$  in Figura).



In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento  $D$  o una forza  $F$  la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha d$$

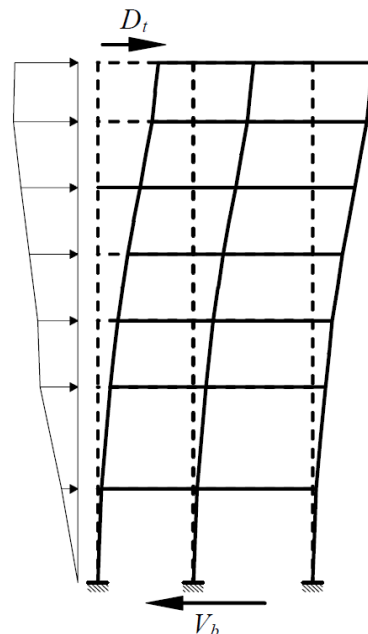
$$F = \beta f$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di  $d$  o  $f$ , il fattore moltiplicativo  $\alpha$  o  $\beta$  viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di  $\alpha$  o  $\beta$  corrisponde quindi un valore di  $D$  o  $F$  che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base  $V_b$  e lo spostamento con quello della massa  $D_t$ :

- nel caso di analisi a forze imposte ( $F$  è la forza applicata ad  $m$ ):  $V_b = F$  e  $D_t = D$  essendo  $D$  lo spostamento di  $m$  prodotto da  $F$ ;
- nel caso di analisi a spostamenti imposti ( $D$  è lo spostamento applicato ad  $m$ ):  $D_t = D$  e  $V_b = F$  essendo  $F$  la reazione vincolare risultante;

Nel caso di sistemi **MDOF**, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento. La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità. Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità. In effetti lo spostamento in sommità non sembra essere sempre un parametro affidabile.



Il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della curva di capacità (o curva di pushover) della struttura ossia della curva forza-spostamento

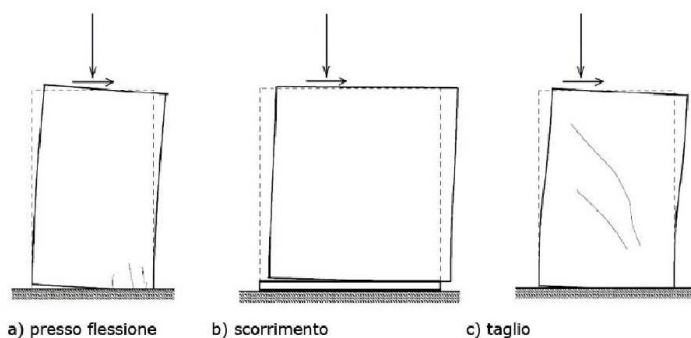
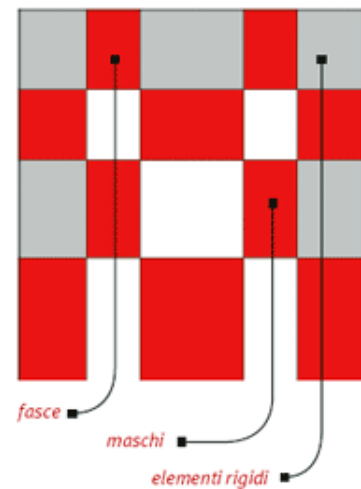
espressa, solitamente, in termini di taglio alla base  $V_b$  e spostamento in sommità  $D_t$  che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Nel caso di sistemi MDOF la curva di capacità dipende dalla rigidità  $k$  del sistema è composta da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura. Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

Ciascuna parete che compone l'edificio può essere schematizzata attraverso tre elementi principali: maschio (elemento verticale resistente), fascia (connessione orizzontale tra gli elementi verticali detta anche trave in muratura) e nodo rigido (elemento di connessione tra i due elementi precedenti).

Collegando questi elementi si ottiene uno schema a telaio, detto telaio equivalente. L'osservazione dei danni provocati dal terremoto è la fonte principale per conoscere e valutarne gli effetti sulle strutture. Si possono individuare tre tipologie di rotture in funzione della geometria, delle caratteristiche dei materiali e le condizioni di vincolo.

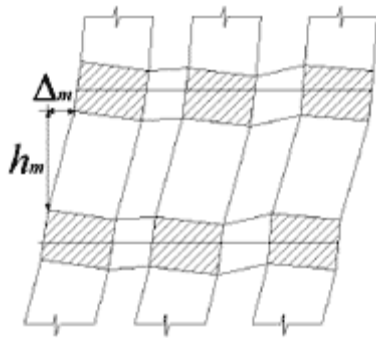


**Pressoflessione**  $M_u = \frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2} \cdot \frac{1 - \sigma_0}{0.85 \cdot f_d}$

**Scorrimento**  $T_u = l' \cdot t \cdot f_{vd} = l' \cdot f \cdot (f_{vm0} + \mu \cdot \sigma_m)$

**Taglio**  $T_u = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}}$

Il limite di collasso viene arriva quando il pannello raggiunge il drift ultimo che in funzione del tipo di sollecitazione, ha un valore differente. Per edifici esistente vale:



$$\delta_u = \frac{\Delta_m}{h_m} = \begin{cases} 0.004 \text{ Taglio} \\ 0.006 \text{ Pressoflessione} \end{cases}$$

La costruzione della curva come indicato nel capitolo 7 della normativa avviene attraverso alcune fasi che possiamo schematizzare come di seguito

In primo luogo devono essere valutati, in ragione del nodo di controllo, i valori del coefficiente di partecipazione modale  $\Gamma$  ed  $m^*$ , esprimendoli con riferimento ai nodi del modello a N gradi di libertà

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

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \Gamma$$

Dove con  $m_i$  si indicano i valori delle masse nodali e con  $\Phi_i$  gli spostamenti corrispondenti alla deformata modale normalizzata ad avere massimo valore unitario.

Assegnata la distribuzione di forze si realizza un'analisi pushover ottenendo una curva di capacità espressa in termini di taglio totale alla base e spostamento del nodo di controllo. Tale curva si dovrà arrestare nel momento in cui si verifichi un decremento della resistenza massima del 20%

Si procede ad una semplificazione bilineare imponendo il passaggio per il punto di coordinate  $0.7F_{bu}^*$  e  $0.7d_u^*$ , la rigidezza e il periodo del sistema equivalente sono dati per cui da:

$$k^* = \frac{F_{bu}^*}{d_u^*}$$

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

Il plateau della bilineare individua il valore di  $F_y$ , esso viene ottenuto imponendo che l'area sottesa sia uguale all'area sottesa dalla curva pushover ottenuta numericamente.

$$F_y^* = \left( d_u^* - \sqrt{d_u^{*2} - 2 \frac{Area^*}{k^*}} \right) k^*$$

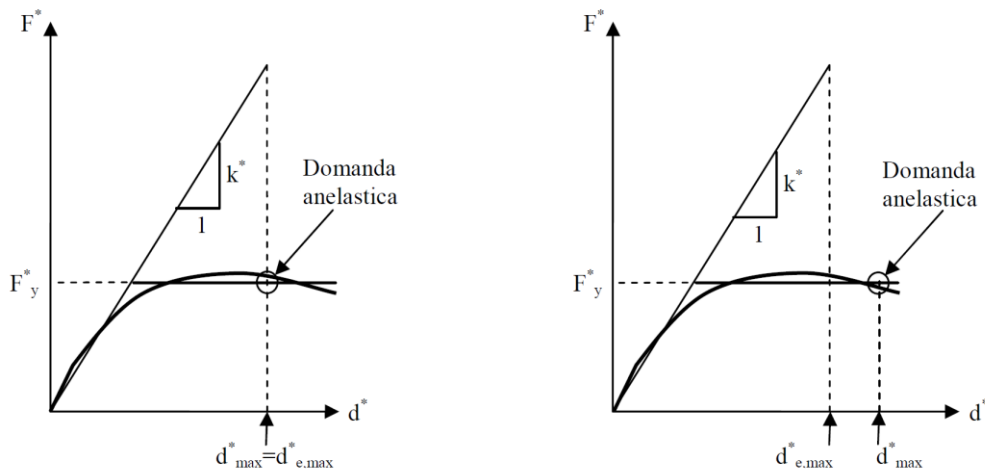
La curva ottenuta viene normalizzata rispetto a  $\Gamma$  dividendo sia forza sia spostamento per il coefficiente e ottenendo i valori normalizzati  $F_y^*$  e  $d_u^*$ . Idealmente, dividendo la forza anche per  $m^*$  si otterrebbe il diagramma in accelerazione-spostamento. La norma, in realtà, salta questo passaggio limitandosi al riferimento più usuale forza-spostamento.

La previsione di spostamento (*performance point*) viene effettuata considerando il sistema bilineare schematizzato, a cui è associabile il periodo iniziale.

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

Dato uno spettro elastico di accelerazione, è possibile determinare lo spostamento massimo richiesto, usando lo spettro anelastico di spostamento. La norma fornisce indicazioni precise per il calcolo diretto della domanda di spostamento dello spettro anelastico  $d_{max}^*$  nelle formule seguenti:

$$\begin{aligned}
 T^* \geq T_C & \quad d_{max}^* = d_{e,max}^* \\
 T^* < T_C & \quad \begin{cases} d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] & \text{se } q^* > 1 \\ d_{max}^* = d_{e,max}^* & \text{se } q^* \leq 1 \end{cases}
 \end{aligned}$$



La grandezza  $d_{max}^*$  è il massimo spostamento richiesto al sistema equivalente normalizzato, mentre lo spostamento previsto sul sistema di partenza sarà

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

### 7.3.2 Verifiche per azioni sismiche

Le verifiche che la normativa impone nel caso di verifica con analisi di tipo pushover sono le seguenti:

#### *Stato limite ultimo (SLV)*

- $D_{max} \leq D_u$   
 $D_{max}$  = Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.  
 $D_u$  = Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva pushover di un valore pari al 20% di quello massimo.
- $q^* < 3$  (NTC 2008 cap.7.8.1.6)  
 $q^*$  = rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

#### *Stato limite di danno (SLD)*

- $D_{max}^{SLD} \leq D_d$   
 $D_{max}^{SLD}$  = Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.  
 $D_d$  = Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,003) (NTC 2008 cap.7.3.7.2)

#### *Stato limite di operatività (SLO)*

- $D_{max}^{SLO} \leq D_o$   
 $D_{max}^{SLO}$  = Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.  
 $D_o$  = Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0,002) (NTC 2008 cap.7.3.7.2)

## 7.4 Influenza del nodo di controllo

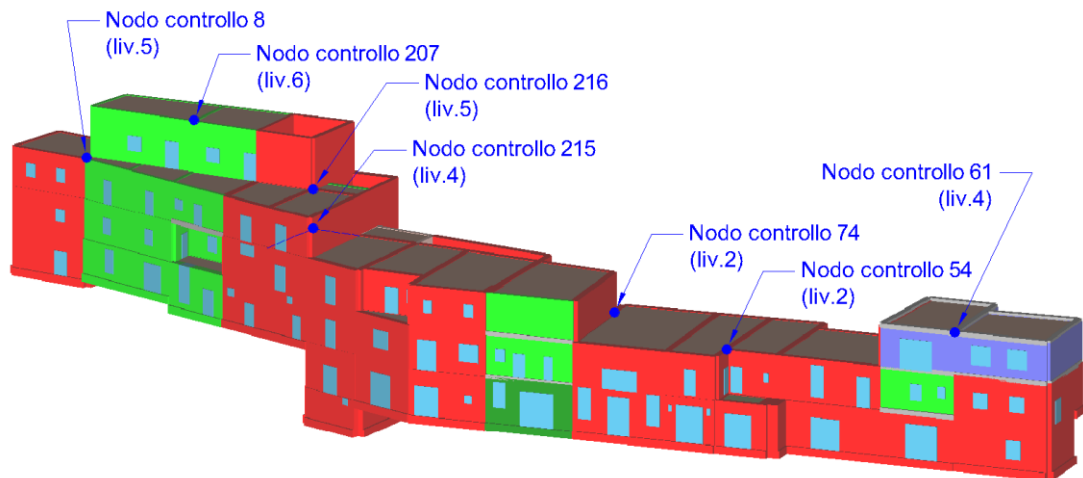
Un aspetto critico nell'analisi sismica degli edifici in aggregato è la scelta del nodo di controllo, questo deve rappresentare lo spostamento dell'intero edificio sotto l'azione sismica per cui la sua posizione dovrà essere attentamente valutata. Tale scelta deve essere effettuata dal progettista con un certo spirito critico, evitando situazioni singolari e poco rappresentative del comportamento globale dell'edificio. Gli aspetti salienti per la scelta del nodo si possono schematizzare in alcune semplici linee guida [5]:

- il nodo di controllo deve possibilmente interessare la parete che giunge a collasso (altrimenti se il nodo subisce spostamenti limitati, il procedimento terrebbe a sottostimare la capacità del sistema).
- Il nodo deve essere possibilmente posizionato sull'ultimo livello significativo del fabbricato; meglio tuttavia evitare torrette poiché potrebbe rendere più difficoltosa l'interpretazione della curva

La scelta del nodo può condizionare in parte i risultati, il suo posizionamento in una zona "forte" dell'edificio può generare una curva che sottostima gli spostamenti e perciò non conservativa. Nel caso di solai infinitamente rigidi nel piano anche una scelta poco oculata della posizione in pianta non porta a grandi errori in quanto le azioni tendono a ridistribuirsi su tutti i maschi in modo omogeneo, perciò non si avranno grandi spostamenti differenziali tra i vari nodi. Operando invece con solai flessibili l'analisi diventa più sensibile alla posizione del nodo di controllo. Per ovviare in parte a questi problemi alcuni software (come 3MURI S.T.A Data) permettono, anziché utilizzare un nodo specifico del modello, di riferire la curva alla media o alla media pesata sulla massa nodale, degli spostamenti di piano. La generazione della curva avviene sempre tramite un nodo singolo, ma la sua graficizzazione è effettuata tramite i valori medi. Tale operazione equivale, nel caso di orizzontamento rigido, a riferire il calcolo allo spostamento baricentrico. Questo artificio però trova delle limitazioni quando si ha a che fare con strutture non regolari in altezza. Quando i nodi su uno stesso livello sono in parte di copertura e in parte interni a corpi di fabbrica, operare con gli spostamenti medi può diventare fuorviante. Nel seguito verrà valutato come la scelta del nodo di controllo può influenzare la generazione della curva pushover e quali scelte possono definirsi migliori di altre.

### 7.4.1 L'analisi Pushover al variare dei nodi controllo

I nodi presi in esame per i confronti sono quelli riportati in figura sotto



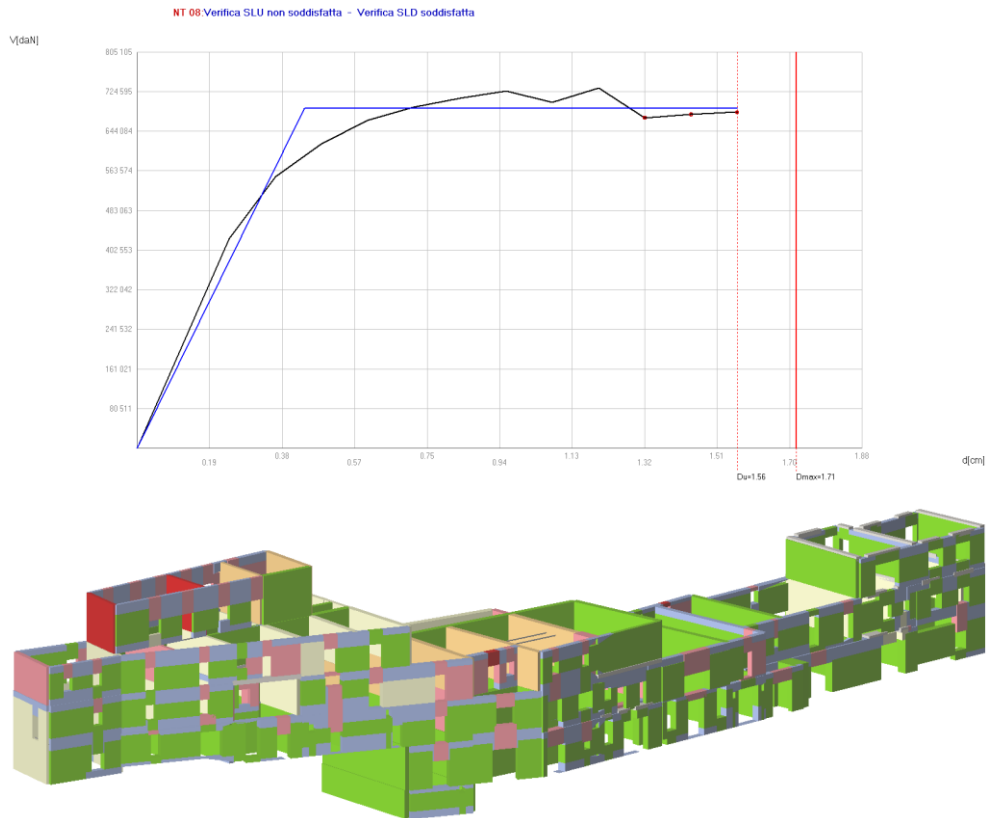
La scelta dei nodi 54 e 74 posti in copertura al secondo livello non ha portato al completamento dell'analisi a causa di errori computazionali, i nodi sono a una quota troppo bassa per cui prima di raggiungere il termine dell'analisi i nodi posti a quota maggiore hanno spostamenti eccessivi.

Per i restanti nodi di controllo l'analisi è stata effettuata correttamente, i risultati della pushover sono molto variabili, funzione dell'analisi scelta per il confronto e della distribuzione delle azioni sismiche (masse o 1°modo), comunque analizzando più nel dettaglio tutte le analisi si scoprono delle interessanti analogie che andremo ad esaminare.

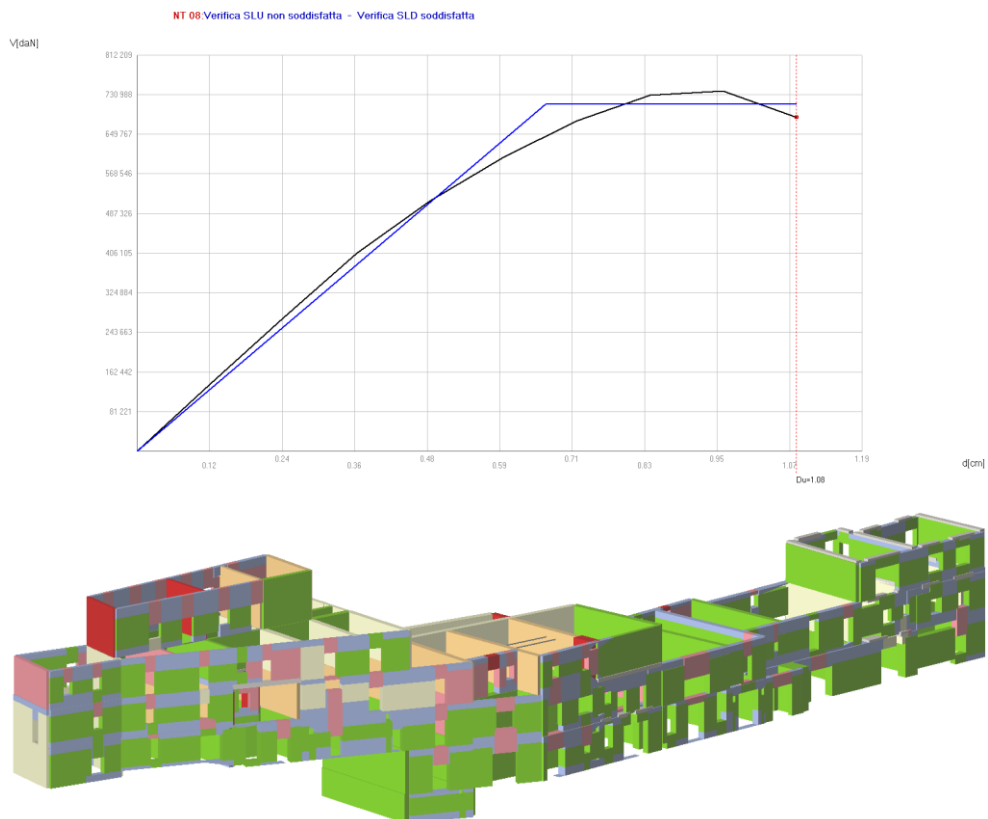
Prendiamo come esempio di paragone la verifica in direzione  $-Y$ , con carichi proporzionali al 1° modo di vibrare della struttura.



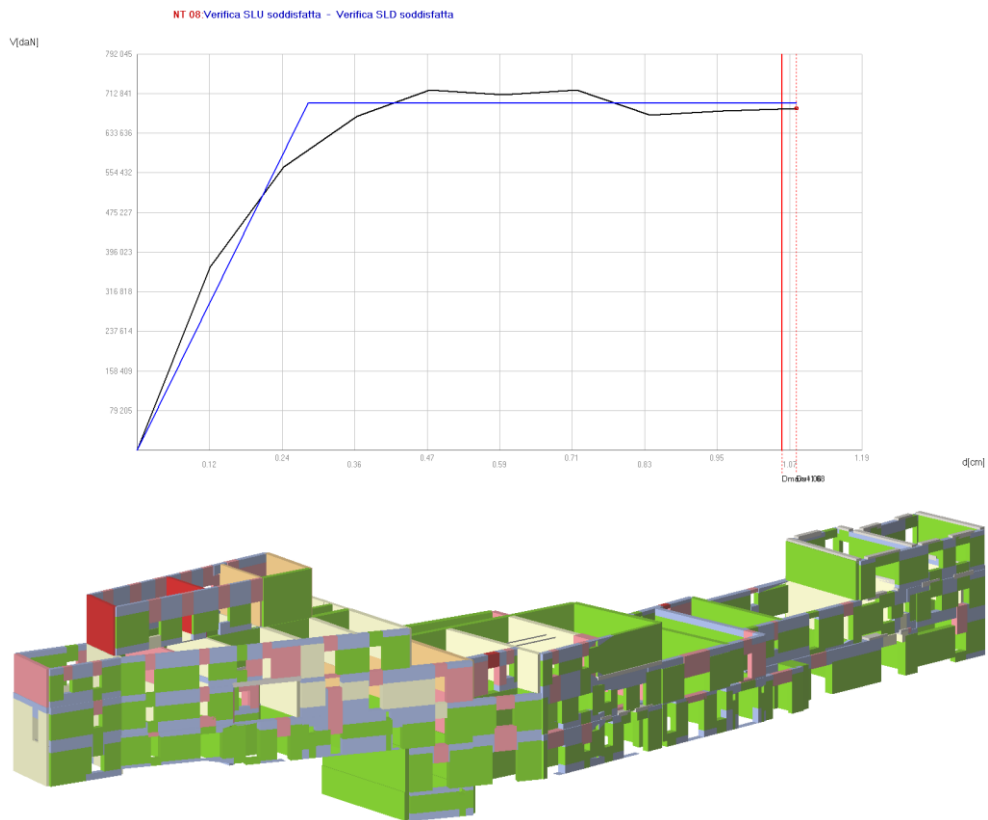
Nodo controllo 216 - Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step



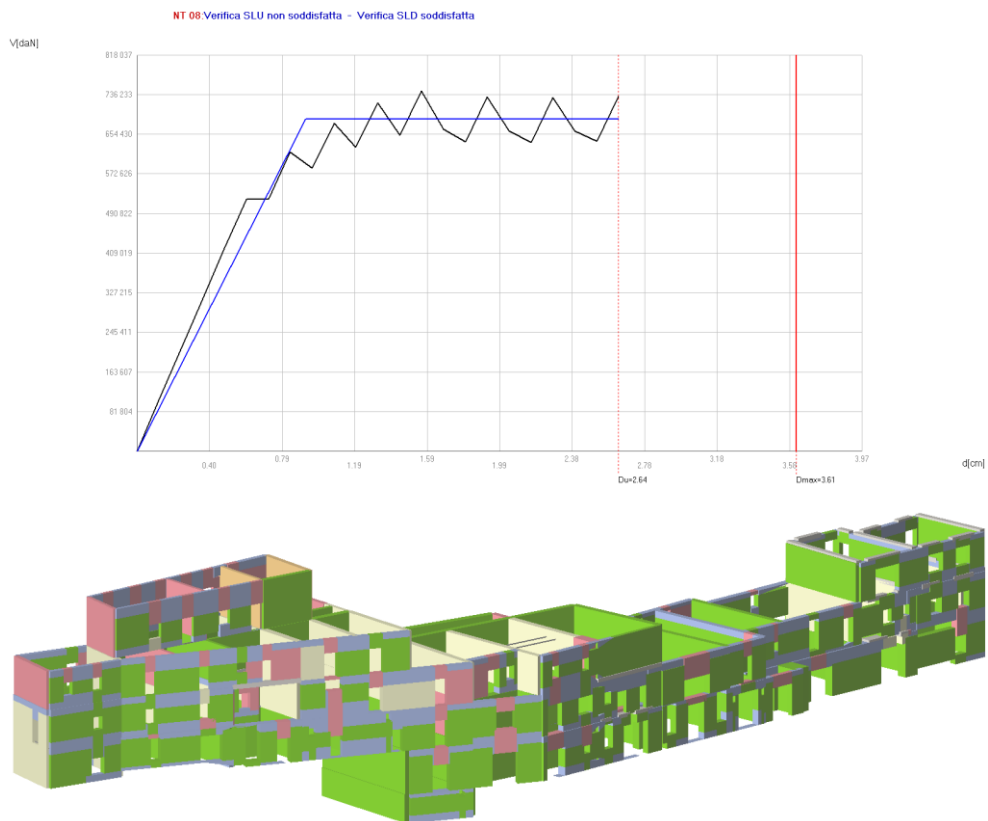
Nodo controllo 8 - Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step



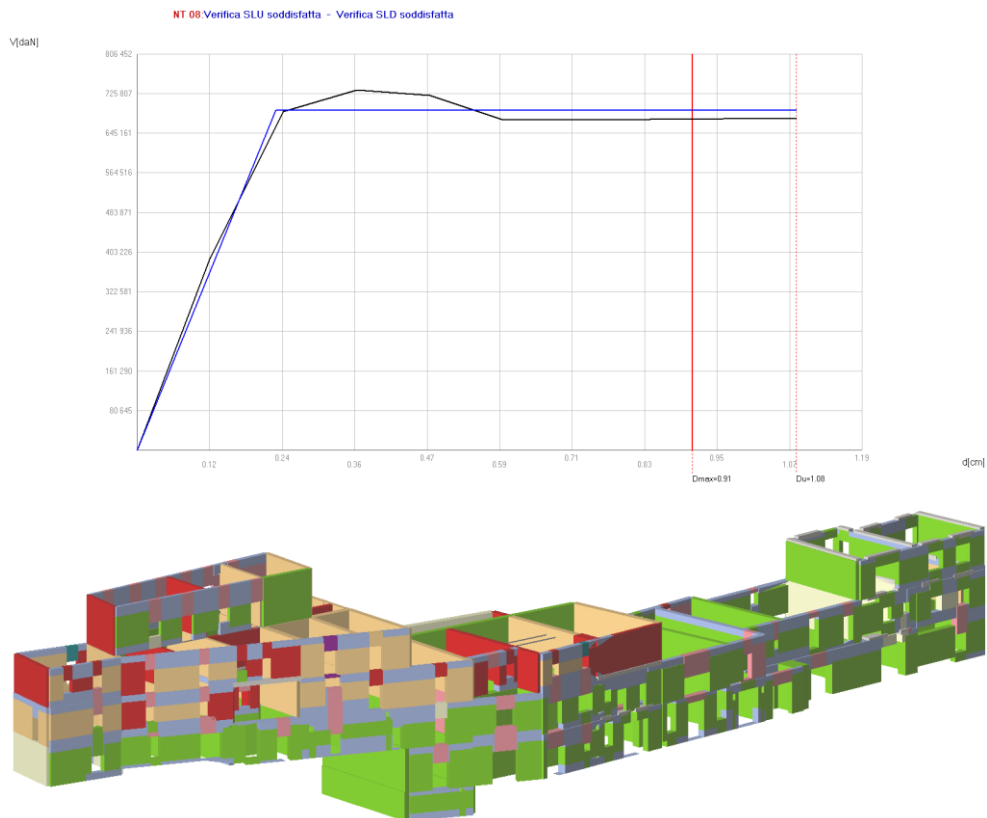
Nodo controllo 215 - Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step



Nodo controllo 207 - Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step



### Nodo controllo 61 - Grafico pushover e danneggiamento all'ultimo step



Già da questi risultati si possono fare importanti considerazioni, esaminando i tre grafici delle analisi 216, 8 e 207, notiamo una forte somiglianza delle curve, questa differisce quasi esclusivamente per la sua estensione, infatti cambiando nodo di controllo l'analisi si ferma prima o dopo in funzione degli spostamenti del singolo nodo, ma il danneggiamento è molto simile.

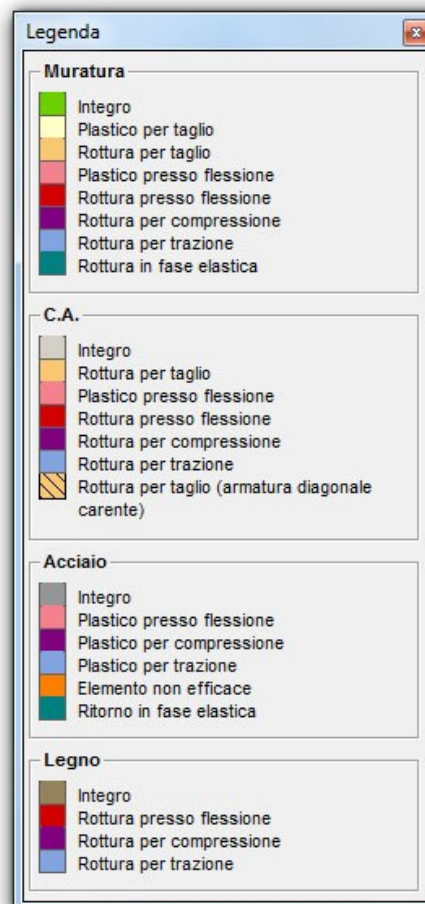
Lo studio col nodo 207 si rileva il meno accurato, infatti la curva ha un andamento molto variabile e l'aggregato all'ultimo step presenta un danneggiamento inferiore a quello rilevato con altre analisi. La posizione in sommità dell'ultimo piano dell'US3 rende questo nodo troppo sensibile agli spostamenti della sola unità strutturale.

Lo studio col nodo 61, posto in copertura dell'US11 invece è quello che ha portato l'analisi più avanti di tutte le altre, questo perché tale unità strutturale è molto più rigida rispetto alle altre, sono presenti cordoli in C.A., pareti in Poroton e blocchi in CLS. Questa maggiore resistenza e rigidità della struttura fanno procedere l'analisi ben oltre i livelli di danneggiamento riscontrati in precedenza, a livelli in cui buona parte delle altre US risultano pesantemente danneggiate, per tale motivo anche questo nodo non è adatto per studiare la resistenza dell'intero aggregato.

### 7.4.1.1 Stato di danneggiamento

Un primo livello di confronto può essere fatto sullo stato di danneggiamento delle unità strutturali. Indipendentemente dalla forma e dall'estensione del grafico pushover, l'ordine con cui i maschi e fasce vanno in crisi e poi arrivano al collasso deve essere raffrontabile dato che la dipendenza della curva dalla scelta nodo di controllo non è totale. Le carenze strutturali o le zone particolarmente resistenti dovrebbero essere individuabili a prescindere dal nodo di controllo scelto. Per questo raffronto sono stati fotografati vari stati di danneggiamento a step successivi di tutte le analisi, si è cercato per quanto possibile di avere uno spostamento dell'aggregato uguale per ogni analisi al momento delle fotografie. Il nodo utilizzato per valutare lo spostamento ai vari step è il 216, posto in copertura dell'unità strutturale 3, sul livello 5.

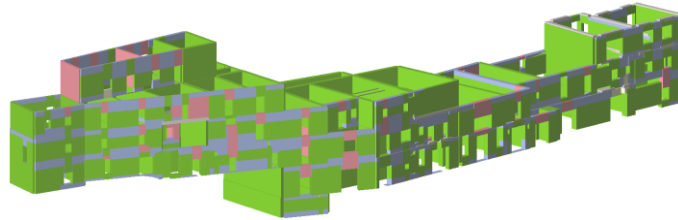
Si riporta sotto la legenda dei vari stati di danneggiamento degli elementi.



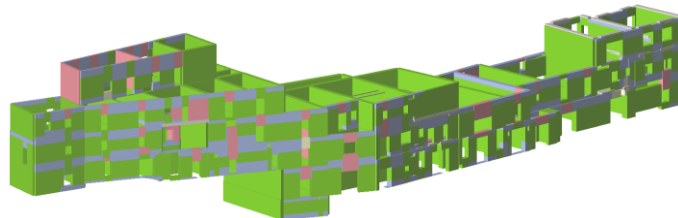
Direzione sisma -Y, carico proporzionale al 1°modo (1°passo):

In questa prima fase dell'analisi è possibile vedere come il danneggiamento dell'aggregato è pressoché identico in tutti i modelli.

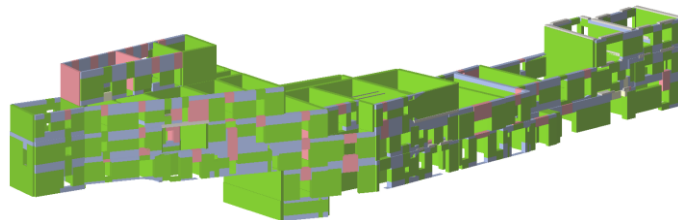
*Nodo controllo 216 - Step 3 ( $d^{N216} = -0.26\text{cm}$ )*



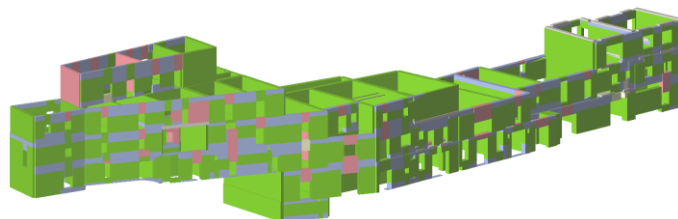
*Nodo controllo 8 - Step 4 ( $d^{N216} = -0.25\text{cm}$ )*



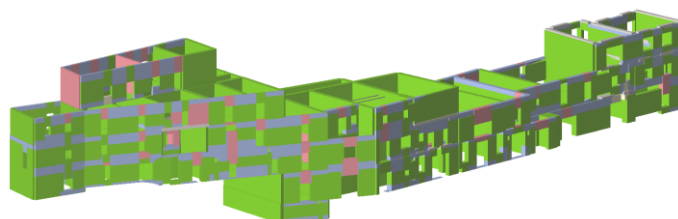
*Nodo controllo 215 - Step 2 ( $d^{N216} = -0.22\text{cm}$ )*



*Nodo controllo 207 - Step 4 ( $d^{N216} = -0.25\text{cm}$ )*



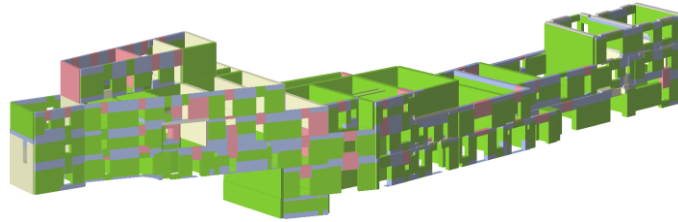
*Nodo controllo 61 - Step 2 ( $d^{N216} = -0.24\text{cm}$ )*



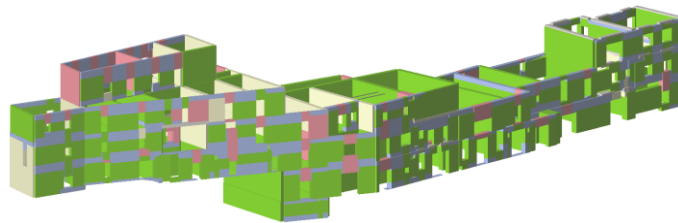
Direzione sisma -Y, carico proporzionale al 1° modo (2° passo):

Anche a questo passo non si riscontrano differenze apprezzabili nell'andamento danneggiamento dei pannelli murari.

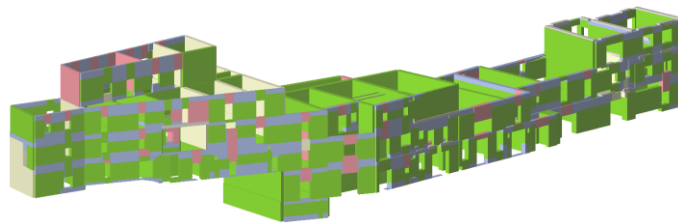
*Nodo controllo 216 - Step 5 ( $d^{N216} = -0.50\text{cm}$ )*



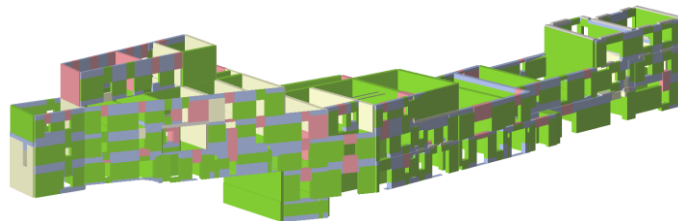
*Nodo controllo 8 - Step 7 ( $d^{N216} = -0.54\text{cm}$ )*



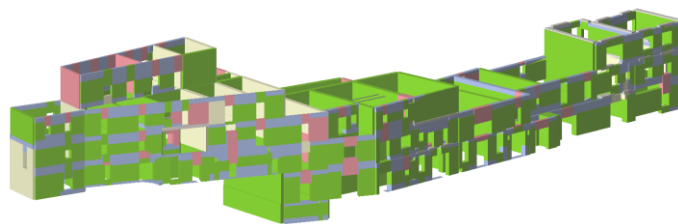
*Nodo controllo 215 - Step 3 ( $d^{N216} = -0.42\text{cm}$ )*



*Nodo controllo 207 - Step 10 ( $d^{N216} = -0.52\text{cm}$ )*



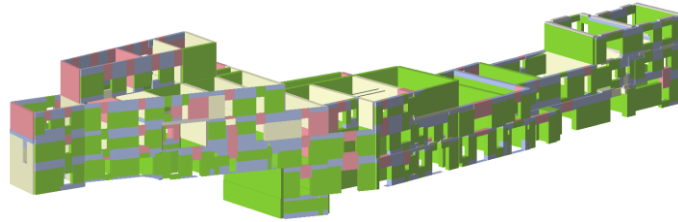
*Nodo controllo 61 - Step 3 ( $d^{N216} = -0.51\text{cm}$ )*



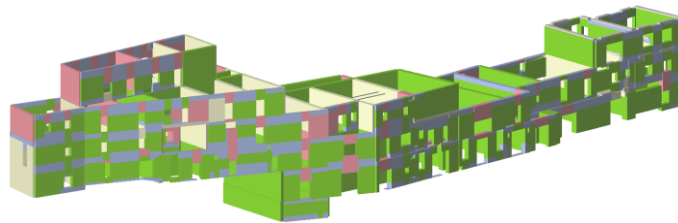
Direzione sisma -Y, carico proporzionale al 1° modo (3° passo):

Anche a questo passo non si riscontrano differenze apprezzabili nell'andamento danneggiamento dei pannelli murari.

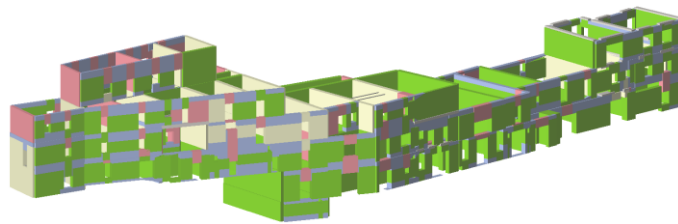
*Nodo controllo 216 - Step 9 ( $d^{N216} = -0.98\text{cm}$ )*



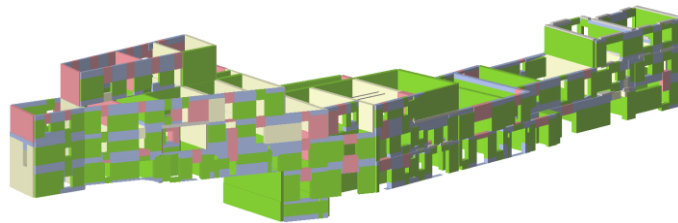
*Nodo controllo 8 - Step 9 ( $d^{N216} = -0.94\text{cm}$ )*



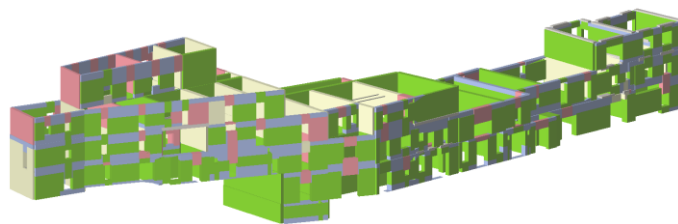
*Nodo controllo 215 - Step 6 ( $d^{N216} = -1.03\text{cm}$ )*



*Nodo controllo 207 - Step 23 ( $d^{N216} = -1.01\text{cm}$ )*



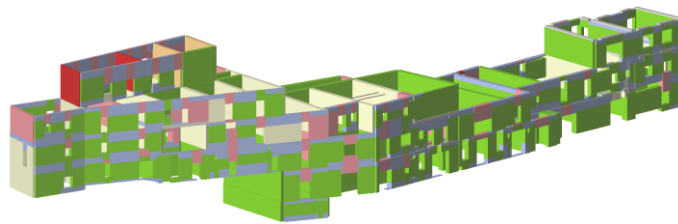
*Nodo controllo 61 - Step 4 ( $d^{N216} = -0.82\text{cm}$ )*



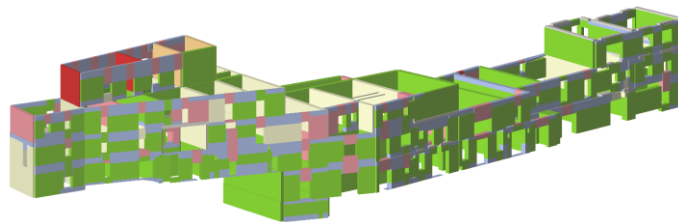
Direzione sisma -Y, carico proporzionale al 1°modo (4°passo):

Continuando a incrementare i carichi, i modelli con nodo di controllo 216, 8 e 215 continuano a comportarsi in maniera analoga fra loro, mentre il modello con nodo 207, termina l'analisi per gli eccessivi spostamenti del nodo posto all'ultimo livello dell'US3. Nel modello con nodo 61, invece, non ci sono configurazioni di danno simili a queste sotto, perché l'analisi procede a passi molto ampi e già al 5° passo si riportano danneggiamenti superiori a quelli finali degli altri modelli.

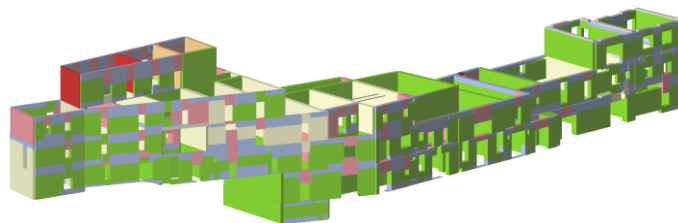
*Nodo controllo 216 - Step 14 ( $d^{N216} = -1.58cm$ )*



*Nodo controllo 8 - Step 10 ( $d^{N216} = -1.56cm$ )*



*Nodo controllo 215 - Step 10 ( $d^{N216} = -1.64cm$ )*

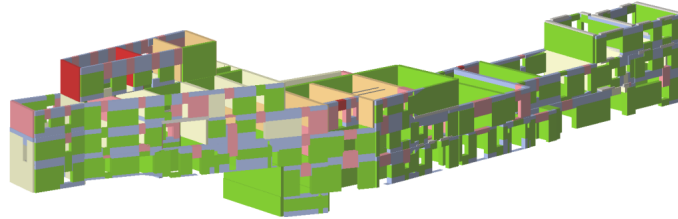




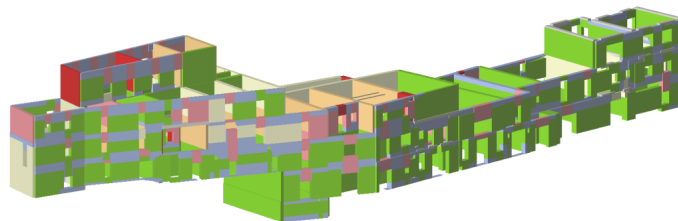
Direzione sisma -Y, carico proporzionale al 1°modo (5° passo):

Anche in questo fase si riscontrano forti analogie tra i primi tre modelli.

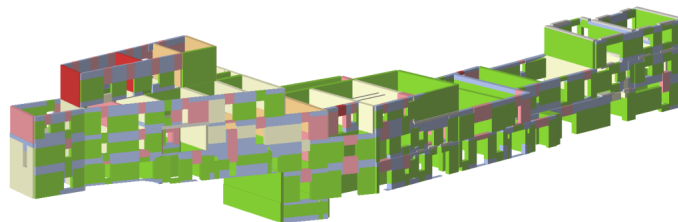
*Nodo controllo 216 - Step 15 ultimo ( $d^{N216} = -1.70\text{cm}$ )*



*Nodo controllo 8 - Step 11 ( $d^{N216} = -2.41\text{cm}$ )*



*Nodo controllo 215 - Step 11 ( $d^{N216} = -1.62\text{cm}$ )*



## 7.4.2 Ricostruzione delle curve

Per effettuare un secondo raffronto sull'influenza del nodo di controllo possiamo sovrapporre le curve generate durante l'analisi.

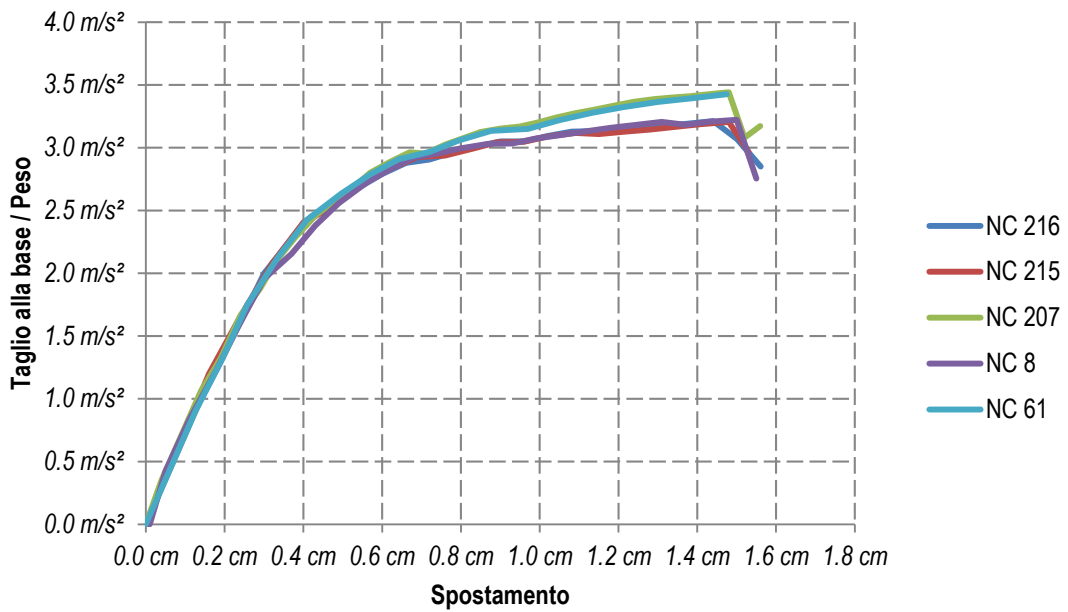
Una semplice sovrapposizione delle curve non avrebbe senso logico, la curva pushover come descritto nel §7.3.1 rappresenta il legame taglio alla base - spostamento del nodo di controllo; avendo utilizzato nodi di controllo differenti le curve sono necessariamente diverse.

Possiamo però rigraficizzare le curve utilizzando un nodo comune non necessariamente coincidente col nodo di controllo, nominiamo questo candidato con l'appellativo di **nodo "target"** cioè un nodo di controllo utilizzato per la ricostruzione della curva a partire da una analisi già effettuata con un diverso **nodo di riferimento**. Per effettuare tale procedura ho necessità di conoscere gli spostamenti di tale nodo per ogni passo dell'analisi, informazione facilmente reperibile dai listati di output del software, allo stesso modo posso estrarre anche il taglio alla base per ogni passo di calcolo.

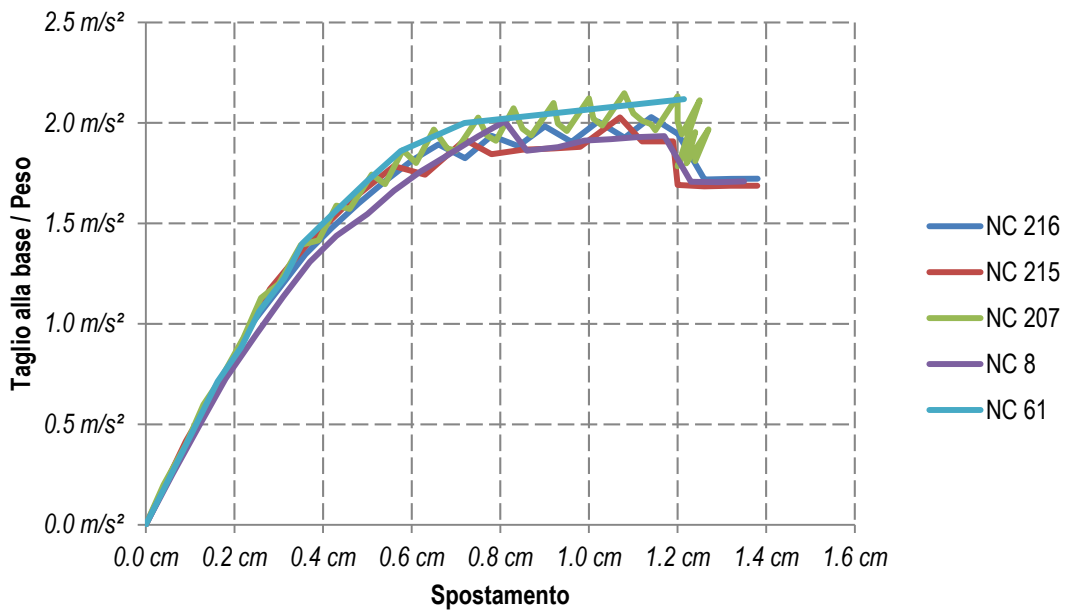
L'introduzione di un nodo distinto per la graficizzazione della curva è molto utile, perché ci permette dopo una prima analisi di individuare le zone che arrivano al collasso e focalizzare l'attenzione su di esse, senza dover ripetere nuovamente il calcolo.

Per questa analisi è stato scelto come nodo "target" il 216 posto al livello 5 dell'US3.

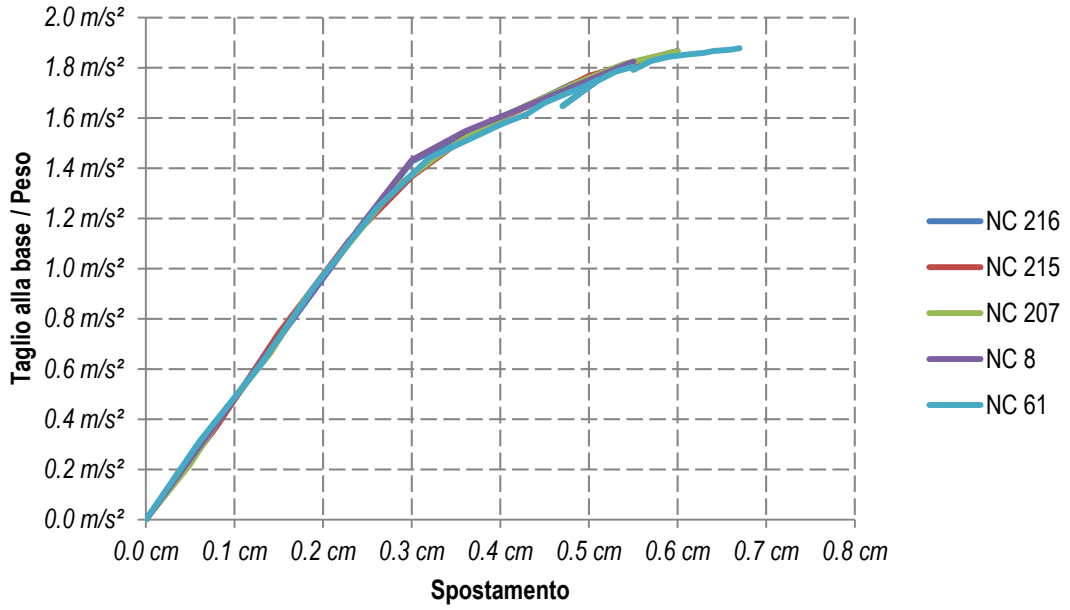
### Pushover +X Masse



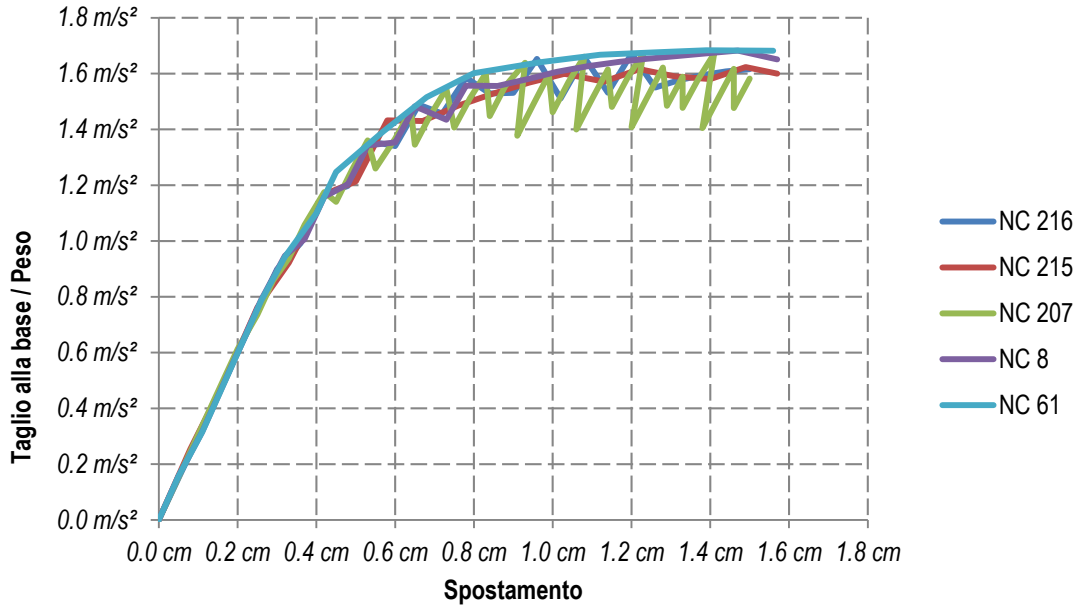
### Pushover +X 1° Modo

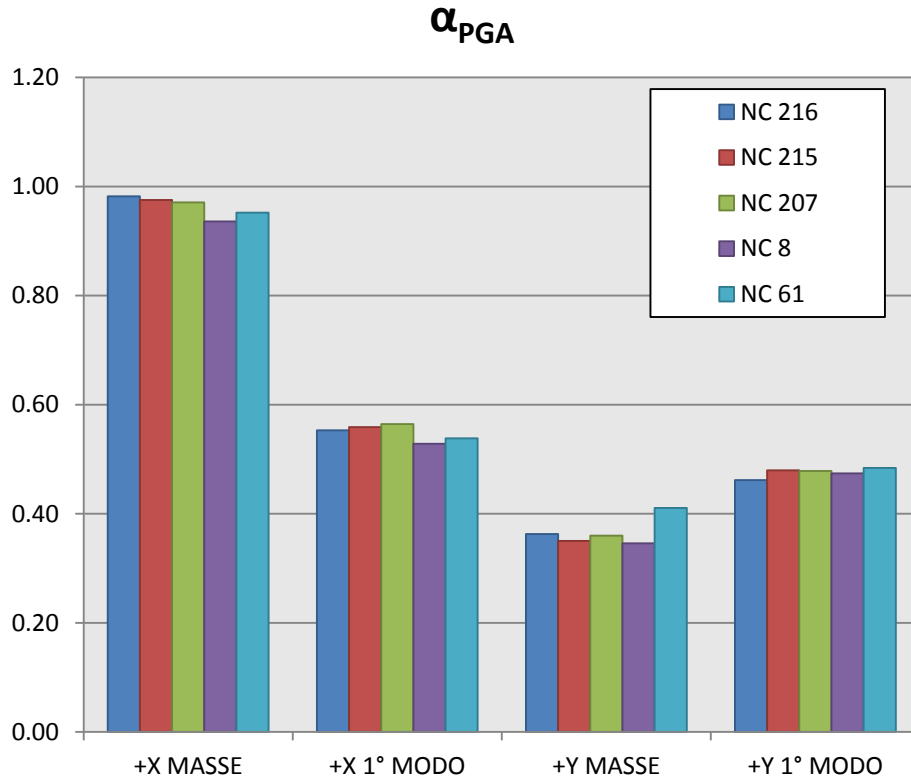


### Pushover +Y Masse



### Pushover +Y 1° Modo





Esaminando l'analisi si nota come sostanzialmente si abbia una sovrapposizione di tutte le curve, questo risultato da una ulteriore conferma sul fatto che l'influenza del nodo di controllo è minima, anche se da una analisi superficiale non sembrerebbe. Anche i valori del livello di sicurezza  $\alpha_{PGA}$  ci confortano da questo punto di vista risultando per la maggior parte allineati, si ha una oscillazione massima del 6.5%. Per la determinazione del coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$  si rimanda alla procedura descritta nel §7.5.2.

### 7.4.3 Conclusioni

Vi è una importante precisazione da fare riguardo alla definizione di nodo di controllo, così come inteso dalla normativa, in realtà possiamo distinguere due nodi di riferimento non necessariamente coincidenti:

1. *il nodo di riferimento dell'analisi pushover*
2. *il nodo "target" utilizzato per la generazione delle curve*

Il primo è il valore da incrementare a ogni passo per il calcolo delle sollecitazioni taglianti, monitorato dall'algoritmo dell'analisi pushover; mentre il secondo è quello utilizzato per la graficizzazione della curva, tramite la quale passeremo al calcolo dell'oscillatore e poi ai parametri per la quantificazione del livello di sicurezza.

Il posizionamento del primo ha influenza soprattutto sull'estensione della curva, provocando un arresto precoce o ritardato in funzione delle riserve resistenti della zona su cui è posto il nodo, ma si ha comunque una corretta valutazione dell'ordine di danneggiamento dei maschi murari. Il posizionamento su **zone con una buona resistenza** relativa rispetto al resto dell'aggregato potrebbe portare a una sottostima della capacità di spostamento, poiché al raggiungimento della condizione ultima su un'altra parete il sistema potrebbe non trovare una soluzione che consenta l'incremento di spostamento della parete resistente, o ad una sovrastima per errori riconducibili alla precisione dell'analisi o, semplicemente, perché potrebbe non individuare la prima configurazione di collasso. Viceversa se il nodo di controllo è posto su **zone molto vulnerabili** o soggette a grandi spostamenti, come torrini o ultimi piani isolati, la curva si arresta anticipatamente, valutando correttamente la capacità soltanto della porzione su cui insiste il nodo di controllo, ma perde di significato per il resto dell'aggregato poiché non descrive il vero legame forza/spostamento di punti posti su zone con rigidità molto diversa.

Quanto detto è una estremizzazione del comportamento reale, perché riferito a solai infinitamente flessibili, nel caso di solai con una certa rigidità o meglio con rigidità infinita questi effetti vengono mitigati, grazie alla ridistribuzione delle azioni tra le zone a rigidità differente.

Se il nodo di riferimento per l'analisi pushover influenzava solo il criterio di arresto della curva, particolare attenzione va posta nella scelta del nodo "target" per la graficizzazione della stessa in quanto da questa dipendono i parametri di verifica dell'aggregato e la verifica o meno dello stesso. Andando a costruire differenti curve con nodo di controllo diverso, ma graficizzate rispetto allo stesso nodo si ottengono come

mostrato nel §7.4.2 risultati sovrapponibili, in quanto l'ordine con cui avviene il danneggiamento di maschi e fasce e il loro collasso è pressoché identico.

Per quanto riguarda la sua scelta è importante che sia rappresentativo dell'edificio, e per i criteri di selezione si rimanda a quanto detto nel §7.5. Per edifici di piccola estensione o particolarmente regolari può essere sufficiente utilizzare un solo nodo "target" per la verifica di tutto l'aggregato, utilizzando per esempio, come alcuni software sono in grado di fare, gli spostamenti medi o medi pesati di tutti i nodi di piano. Per aggregati molto estesi o per edifici irregolari invece è opportuno utilizzare più nodi target per la verifica di porzioni differenti di aggregato, il loro posizionamento dovrebbe sempre interessare le pareti che portano al collasso la struttura. Questo vuol dire che per diverse direzioni di analisi è auspicabile utilizzare nodi "target" differenti, in funzione della zona ove si concentrano maggiormente i danni. Questa metodologia porterà alla corretta valutazione della duttilità del sistema cogliendo il suo comportamento fino alla fine dell'analisi, zona critica che potrebbe essere male interpretata dal posizionamento errato del nodo.

Concludendo possiamo riassumere dicendo che per aggregati molto estesi, come quello in esame, il nodo di riferimento per la pushover dovrebbe essere scelto per macro zone, in funzione della rigidità delle stesse e successivamente l'analisi dovrebbe essere tarata tramite l'utilizzo dei nodi "target", differenziati su ogni analisi in funzione delle pareti più vulnerabili.

Questo è un processo molto dispendioso soprattutto se le operazioni descritte devono essere fatte manualmente e non sono implementate in automatico su software di calcolo, ma è indispensabile per cogliere il comportamento dell'aggregato sotto molteplici azioni che lo portano a rispondere in modi anche molto diversi.

## 7.5 Valutazione della risposta al variare dell'unità strutturale

In questo capitolo verranno analizzati alcuni aspetti critici dell'analisi pushover su edifici in aggregato, in particolare verrà approfondito un aspetto tuttora oggetto di indagine ovvero la scelta dell'*unità minima di intervento (UMI)* e *unità di analisi (UA)*, analizzando come varia la risposta dell'analisi al variare della porzione analizzata.

Per aggregato strutturale può intendersi un insieme non omogeneo di edifici (unità edilizio-strutturali), interconnessi tra loro con un collegamento più o meno strutturalmente efficace determinato dalla loro storia evolutiva, che possono interagire sotto un'azione sismica o dinamica in genere. Ogni aggregato edilizio è il risultato di una genesi molto articolata e perciò unico nel suo genere, per questo motivo è molto importante una accurata analisi preliminare per mettere in evidenza caratteri geometrici e strutturali che possano indirizzare ad una corretta lettura dello stesso.

Al progettista è spesso richiesto di eseguire analisi sismiche su singole unità strutturali collocate all'interno di un aggregato o su porzioni di esso, la normativa e la letteratura tecnica sono concordi nell'affermare che non è possibile eseguire analisi su singoli edifici senza considerare gli effetti di interazione con le unità adiacenti. Da qui la necessità di individuare delle *unità minime di intervento (UMI)* e *unità di analisi (UA)* in modo da limitare alla sola UA il processo di caratterizzazione strutturale e modellazione. Le indicazioni per la suddivisione in stralci del progetto e il riconoscimento delle UA sono di difficile reperibilità e a volte anche di carattere soggettivo, molto sta all'esperienza dell'ingegnere in questa fase. Il processo di indagine si dovrebbe sviluppare attraverso l'individuazione di diversi strati d'informazione:

- i rapporti tra i processi di aggregazione ed organizzazione dei tessuti edilizi e l'evoluzione del sistema viario;
- i principali eventi che hanno influito sugli aspetti morfologici del costruito storico (fonti storiche);
- la morfologia delle strade (andamento, larghezza, flessi planimetrici e disassamenti dei fronti edilizi); la disposizione e la gerarchia dei cortili (con accesso diretto o da androne) ed il posizionamento delle scale esterne; tale studio favorisce la comprensione del processo formativo e di trasformazione degli isolati, dei lotti, delle parti costruite e delle porzioni libere in rapporto alle fasi del loro uso;
- l'allineamento delle pareti; verifiche di ortogonalità rispetto ai percorsi viari; individuazione dei prolungamenti, delle rotazioni, delle intersezioni e degli slittamenti degli assi delle pareti (ciò aiuta ad identificare le pareti in



relazione alla loro contemporaneità di costruzione e quindi a definire il loro grado di connessione);

- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie, nonché i rapporti di regolarità, ripetizione, modularità, ai diversi piani (ciò consente di distinguere le cellule originarie da quelle dovute a processi di saturazione degli spazi aperti);
- la forma e la posizione delle bucatore nei muri di prospetto: assialità, simmetria, ripetizione (ciò consente di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi, nonché di rivelare le modificazioni avvenute nel tempo);
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti “in falso” sui solai sottostanti, lo sfalsamento di quota tra solai contigui (ciò fornisce indicazioni sia per ricercare possibili fonti di danno in rapporto ai carichi verticali e sismici, sia per affinare l’interpretazione dei meccanismi di aggregazione).

Fermo restando la validità di tali indicazioni, nella presente tesi si è eseguita un’analisi di paragone utilizzando UA differenti e analizzando la variazione della risposta dell’analisi statica non lineare. Questi confronti ci permettono di capire quale sarebbe il risultato nel caso di una non corretta individuazione dell’UA, e se è possibile trarre delle conclusioni di carattere generale dell’esperienza particolare.

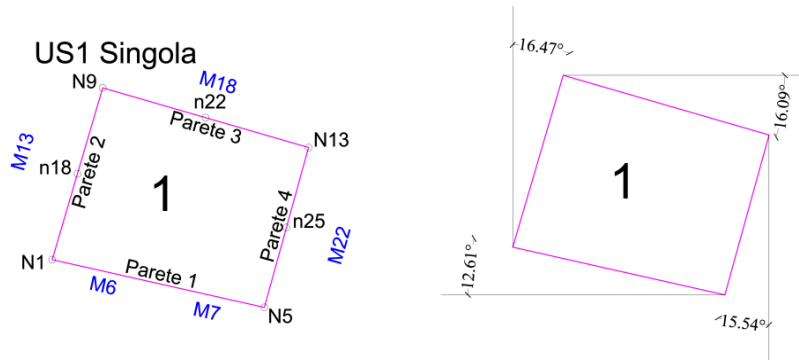
### 7.5.1 Processo di ricostruzione della curva Pushover

Come evidenziato nel capitolo precedente, l’analisi dell’intero aggregato ci restituisce un numero limitato di informazioni per valutare l’effettiva condizione delle singole *unità strutturali (US)*. La capacità della singola US può essere sensibilmente differente dalla capacità totale dell’aggregato, in special modo se si lavora con l’ipotesi di solai flessibili, caso molto frequente per edifici esistenti. Dobbiamo allora a partire dalla curva globale ricostruire la curva di capacità della singola unità o della porzione di aggregato di interesse. Questo processo non è implementato nella maggior parte dei software di calcolo ma può essere fatto in modo manuale a partire dai dati generati durante l’analisi globale di tutto l’aggregato. Il processo si suddivide in vari passi che possono essere schematizzati:

### Generazione della curva di capacità

La prima cosa da fare è individuare i maschi di base dell'unità che si vuole analizzare e estrarre dalla pushover dell'intero aggregato i tagli alla base di ogni maschio per ogni passo. Conoscendo la geometria dei maschi, può essere calcolata la componente di taglio in direzione X o Y in funzione dell'analisi effettuata e il taglio totale per ogni passo.

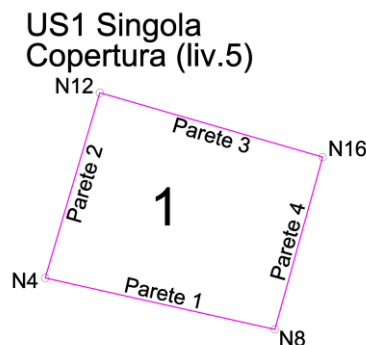
Si riporta sotto un esempio per l'US1 analizzata singolarmente:



#### +X MASSE

Passo	Taglio Ti sui maschi ai vari passi [kN]					Taglio Ti componente X ai vari passi [kN]					Taglio Totale X F [kN]
	M6	M7	M22	M18	M13	M6 x	M7 x	M22 x	M18 x	M13 x	
1	6.5	-0.6	-4.8	-5.9	4.5	6.31	-0.60	-1.30	-5.68	1.27	0
2	-8.0	-4.8	-10.5	-26.3	0.1	-7.85	-4.66	-2.82	-25.26	0.02	41
3	-22.5	-8.9	-16.2	-46.7	-4.4	-22.01	-8.71	-4.34	-44.84	-1.24	81
4	-34.9	-12.8	-21.4	-64.9	-8.1	-34.05	-12.51	-5.74	-62.40	-2.29	117
5	-44.2	-16.0	-26.1	-80.2	-10.7	-43.17	-15.60	-7.00	-77.08	-3.02	146
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
38	-153.1	-22.8	-78.2	-227.5	-19.7	-149.40	-22.27	-20.94	-218.56	-5.59	417
39	-143.8	-29.5	44.1	-5.7	-85.1	-140.30	-28.77	11.81	-5.44	-24.12	187

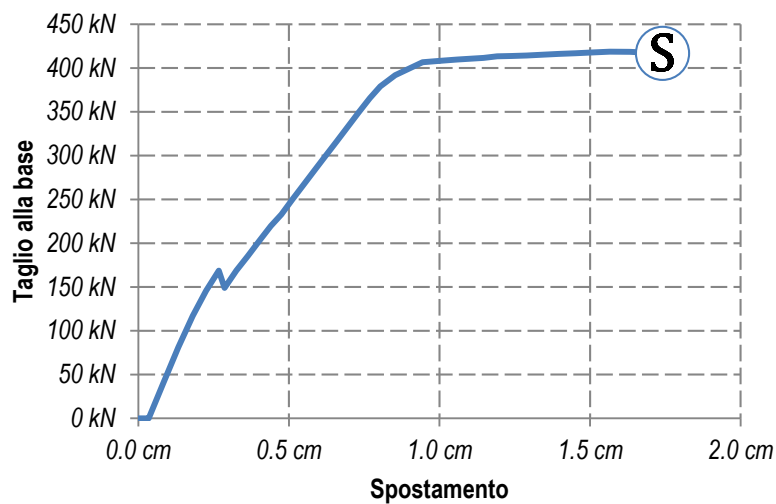
Analogamente può essere fatto per gli spostamenti, stavolta devono essere estratti i valori dello spostamento in X o Y di tutti i nodi posti all'ultimo livello. È stato poi calcolato lo spostamento medio di ogni nodo.



Passo	Spostamento dei nodi di copertura [cm]				Spostamento medio d [cm]
	N4	N8	N16	N12	
1	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
2	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08
3	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13
4	0.19	0.19	0.18	0.17	0.18
5	0.24	0.24	0.22	0.21	0.23
...	...	...	...	...	...
38	1.81	1.89	1.70	1.57	1.74
39	2.14	1.94	2.74	2.98	2.45

Adesso sono noti tutti i valori che ci servono per graficizzare la curva, la quale subirà l'arresto quando si avrà un decremento di almeno del 20% nel taglio alla base tra un passo e il successivo.

Passo	Taglio Totale X F [kN]	Spostamento medio d [cm]	Decremento
1	0	0.03	>
2	41	0.08	>
3	81	0.13	>
4	117	0.18	>
5	146	0.23	>
...	...	...	...
38	417	1.74	-0.5%
39	187	2.45	-55.4%



Avendo chiamato con  $F_{bu}$  e  $d_u$  rispettivamente i valori ultimi del taglio e dello spostamento, relativi al passo 38, ultimo passo significativo.

### Curva di capacità del sistema equivalente

Adesso dobbiamo passare dalla curva di capacità reale a quella dell'oscillatore equivalente, tramite il coefficiente di partecipazione modale  $\Gamma$ .

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

Il valore di tale coefficiente può essere assunto uguale a quello determinato tramite il software 3Muri dall'analisi della singola unità strutturale. I parametri per definire la curva di capacità dell'oscillatore equivalente sono definiti come

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \Gamma$$

$$F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$$

$$d_u^* = d_u / \Gamma$$

Si determina poi la curva bilineare equivalente imponendo il passaggio per il punto di coordinate  $0.7F_{bu}^*$  e  $0.7d_u^*$ , la rigidezza e il periodo del sistema equivalente sono dati per cui da:

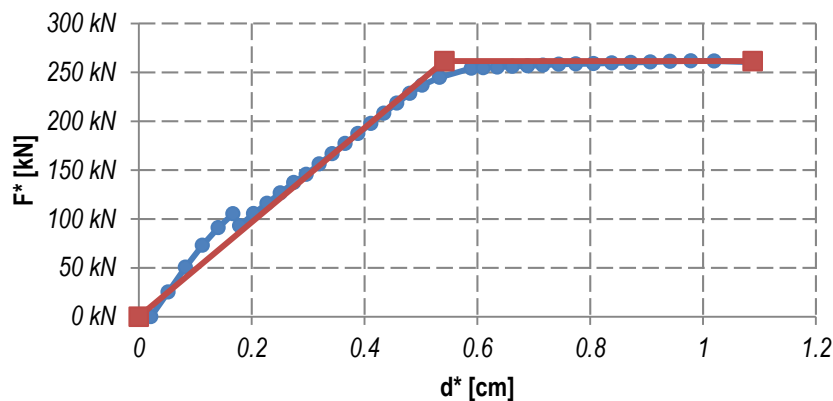
$$k^* = \frac{F_{bu}^*}{d_u^*}$$

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

Uguagliando l'area sottesa alla curva con quella della bilineare infine è possibile determinare il valore  $F_y^*$

$$F_y^* = \left( d_u^* - \sqrt{d_u^{*2} - 2 \frac{Area^*}{k^*}} \right) k^*$$

### +X Masse (Sistema Equivalente)



### Domanda di spostamento

Per determinare la domanda di spostamento devo prima calcolare l'accelerazione spettrale in e lo spostamento spettrale del sistema equivalente, calcolati come di consueto:

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

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

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

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

dove

$T^*$  periodo di vibrazione del sistema equivalente

$S_e$  accelerazione spettrale orizzontale.

$S$  coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

Da cui

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

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

Il fattore di struttura  $q^*$  vale

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

Lo spostamento richiesto dal sisma  $d_{max}^*$  si può calcolare in funzione del periodo  $T^*$ :

$$\begin{aligned} T^* \geq T_C & \quad d_{max}^* = d_{e,max}^* \\ T^* < T_C & \quad \begin{cases} d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] & \text{se } q^* > 1 \\ d_{max}^* = d_{e,max}^* & \text{se } q^* \leq 1 \end{cases} \end{aligned}$$

La verifica è soddisfatta se lo spostamento ultimo (capacità del sistema) è superiore allo spostamento indotto dal sisma (domanda). Il confronto può avvenire ovviamente in modo analogo sul sistema dell'oscillatore equivalente (contrassegnato dal simbolo \*) o sul sistema di partenza

$$d_u^* \geq d_{max}^* \quad \Rightarrow \quad \text{VERIFICATO}$$

## 7.5.2 Quantificazione del livello di sicurezza

L'impianto di verifica normativo si basa sulla deformabilità dell'edificio, il che si traduce in un confronto di spostamenti corrispondenti ai diversi stati limite. Se tale scelta è molto pratica ed immediata, non altrettanto immediato è valutare il livello di sicurezza, inteso come il rapporto tra gli spostamenti, che potrebbe non essere significativo, vista la sua dipendenza dalla rigidezza del sistema.

Il livello di sicurezza può essere valutato in riferimento all'accelerazione ultima ovvero al "sisma convenzionale" (spettro) che richiede una domanda di spostamento proprio uguale a  $d_u$ . Questo crea una certa complicazione poiché ogni spettro è definito in ragione di una probabilità di superamento (ovvero di un periodo di ritorno).

Abbassare o innalzare l'accelerazione per incidere sulla domanda comporta un aumento o una diminuzione del periodo di ritorno ( $T_R$ ) con conseguente variazione dello spettro (ovvero  $F_0$ ,  $T_C^*$  e  $a_g$ , parametri funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica).

Non è pertanto possibile una valutazione diretta dell'accelerazione rigorosa di collasso in forma chiusa, bensì mediante un procedimento iterativo, tenendo ben presente del suo andamento monotono: al crescere del periodo di ritorno cresce sia l'accelerazione su suolo rigido  $a_g$  sia la domanda di spostamento specifica al problema considerato.

Una trattazione approssimata, ma tuttavia efficace, è il calcolo dell'accelerazione di collasso secondo le condizioni di forma dello spettro relative a SLV: ovvero assumendo i parametri  $F_0$ ,  $S_S$  e  $T_C^*$  costanti si determina l'accelerazione su suolo rigido  $\tilde{a}_g^u$  che indurrebbe lo spostamento  $d_{max}$ . Con il termine tildato  $\tilde{a}_g^u$  si indica l'accelerazione ultima su suolo rigido a forma di spettro fissato, soluzione approssimata in luogo della soluzione rigorosa che prevede il calcolo iterativo dei parametri dello spettro

Adottando questo metodo si semplifica il calcolo e la soluzione può essere trovata in forma chiusa.

I casi che si possono incontrare sono di quattro tipi

$$1. T^* \geq T_C \quad e \quad q^* < 3$$

$$d_{e,u}^* = d_u^*$$

$$S_{e,u}(T^*) = \frac{d_{e,u}^* \cdot 4\pi^2}{T^{*2}}$$

$$2. T^* \geq T_C \quad e \quad q^* > 3$$

$$S_{e,u}(T^*) = \frac{3 \cdot F_y}{m^*}$$

$$S_{De,u}(T^*) = S_{e,u}(T^*) \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)$$

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

### 3. $T^* < T_C$ e $q^* < 3$

$$\mu_{disp} = \frac{d_u^*}{d_y^*}$$

$$q_{disp}^* = \begin{cases} \mu_{disp} & \text{se } T^* \geq T_C \\ 1 + (\mu_{disp} - 1) & \text{se } T^* < T_C \end{cases}$$

$$d_{e,u}^* = \frac{d_u^* \cdot q_{disp}^*}{1 + (q_{disp}^* - 1) \frac{T_C}{T^*}}$$

$$S_{e,u}(T^*) = \frac{d_{e,u}^* \cdot 4\pi^2}{T^{*2}}$$

### 4. $T^* < T_C$ e $q^* > 3$

$$S_{e,u}(T^*) = \frac{3 \cdot F_y}{m^*}$$

$$S_{De,u}(T^*) = S_{e,u}(T^*) \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)$$

$$d_{e,u}^* = \frac{S_{De,u}(T^*)}{3} \left[ 1 + (3 - 1) \frac{T_C}{T^*} \right]$$

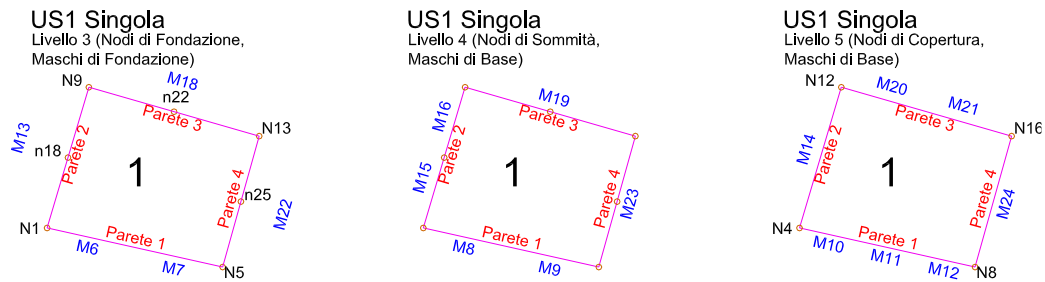
Determinato lo spettro elastico  $S_{e,u}(T^*)$  e lo spostamento ultimo  $d_{e,u}^*$  si può ricavare l'accelerazione ultima di capacità e da questa il coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$

$$a_g^u = \frac{S_{e,u}(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

$$\alpha_{PGA} = \frac{a_g^u}{a_g}$$

### 7.5.3 Taglio e Drift di piano

Per una più chiara interpretazione dei risultati sono stati estratti anche i dati relativi ai tagli di piano e ai drift di piano. La procedura utilizzata per il prelievo dei dati è del tutto analoga a quella descritta per la ricostruzione della curva pushover. Sono stati individuati tutti i maschi delle unità strutturali in esame per ogni livello e se ne è annotato il valore del taglio e del drift per ogni passo dell'analisi. Sotto un esempio dei maschi per l'US1 Singola.



Conoscendo l'inclinazione dei maschi, può essere calcolata la componente di taglio in direzione X o Y in funzione dell'analisi effettuata e il taglio totale per ogni passo.

US1 Singola +X Masse – Taglio Livello 3											
Passo	Taglio Ti sui maschi ai vari passi [kN]					Taglio Ti componente X ai vari passi [kN]					Taglio Totale X F [kN]
	M6	M7	M22	M18	M13	M6 x	M7 x	M22 x	M18 x	M13 x	
1	6	-1	-5	-6	4	6.3	-0.6	-1.3	-5.7	1.3	0
2	-8	-5	-11	-26	0	-7.9	-4.7	-2.8	-25.3	0.0	41
3	-23	-9	-16	-47	-4	-22.0	-8.7	-4.3	-44.8	-1.2	81
4	-35	-13	-21	-65	-8	-34.0	-12.5	-5.7	-62.4	-2.3	117
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
38	-153	-23	-78	-227	-20	-149.4	-22.3	-20.9	-218.6	-5.6	417
39	-144	-29	44	-6	-85	-140.3	-28.8	11.8	-5.4	-24.1	187

La valutazione dei drift di piano è molto utile in quanto ci permette di capire il tipo di collasso a cui va incontro l'edificio e lo stato di danneggiamento dei maschi murari. La normativa [12][13] recita: che "I pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio ci cui ai §7.8.2.2 e §7.8.3.2". I punti richiamati dalla norma si riferiscono alla valutazione dei criteri di rottura rispettivamente per un comportamento di pressoflessione e di taglio (nella versione Mohr Coulomb). Si deduce che raggiunta la resistenza massima, secondo uno dei criteri indicati, l'elemento non può subire aumenti di carico, bensì incrementi di deformazione fino al raggiungimento dello spostamento



ultimo  $d_u$ . Questo valore non dipende dal materiale bensì dalla geometria, ovvero è pari per edifici esistenti a:

- **0.4%** dell'altezza per danneggiamento a **taglio**
- **0.6%** dell'altezza per danneggiamento a **presso flessione**

Il valore di spostamento determinato in sommità del pannello rapportato alla sua altezza è definito dalla letteratura scientifica come **drift**.

Per il calcolo del drift medio sono stati considerati solo i maschi orientati nella direzione di calcolo, nel caso in esame per la direzione X solo i maschi M6, M7 e M18 .

US1 Singola +X Masse – Drift Livello 3						
Passo	Drift %					Drift medio
	M6	M7	M22	M18	M13	dr
1	0.003	0.001	0.002	0.002	0.002	<b>0.00%</b>
2	0.004	0.010	0.004	0.008	0.000	<b>0.01%</b>
3	0.012	0.018	0.006	0.013	0.002	<b>0.01%</b>
4	0.018	0.026	0.008	0.019	0.003	<b>0.02%</b>
...	...	...	...	...	...	...
38	0.021	0.022	0.031	0.031	0.011	<b>0.25%</b>
39	0.035	0.033	0.017	0.080	0.044	<b>0.49%</b>

Nei grafici riportati nei paragrafi successivi è stato graficizzato il valore del drift e del taglio al penultimo passo, cioè l'ultimo passo significativo prima del decadimento della curva del 20% del taglio alla base.

### 7.5.4 I casi di studio

Le unità strutturali analizzate sono due, una posta all'interno dell'aggregato, L'US5 e l'altra all'estremità, l'US1. È stata considerata la spinta sismica in entrambe le direzioni X e Y, secondo una distribuzione proporzionale alle masse o a al 1° modo di vibrare. Le analisi hanno riguardato l'unità studiata come se fosse isolata (chiamata nel proseguo "US singola"), l'unità con 1, 2 o 3 unità strutturali adiacenti, chiamate rispettivamente "US+1", "US+2" e "US+3" e infine l'unità all'interno di tutto l'aggregato. In tutti i casi la curva pushover e i relativi parametri di verifica, sono stati estratti, come descritto nel §7.5.1, dalla curva generata dal software 3MURI per la porzione di aggregato considerata.

Non sempre l'analisi ha portato a dei risultati spendibili, in quanto si è arrestata in modo precoce, a causa di abbattimenti del taglio dovuti a rotture in altre unità strutturali. In questi casi non è stato possibile individuare l'ultimo tratto dell'analisi relativa all'unità studiata, la quale avrebbe potuto proseguire, per cui non potendo calcolare i relativi parametri di capacità, l'analisi è stata esclusa dal confronto.

#### *Unità strutturale 5*





Unità strutturale 1

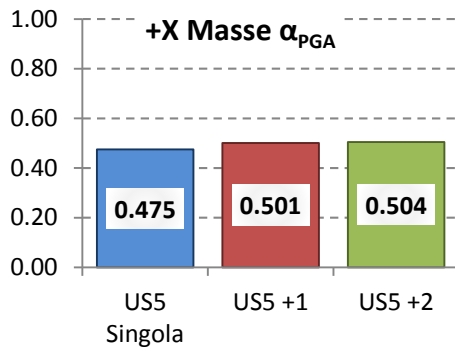
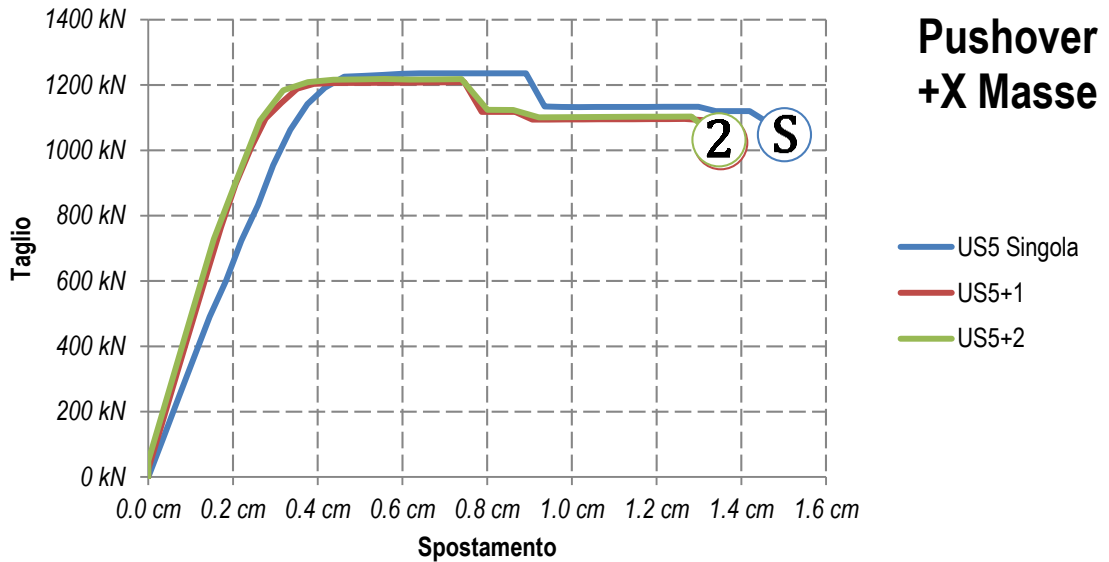




## 7.5.5 Risultati Unità Strutturale 5

### 7.5.5.1 US5 - X masse

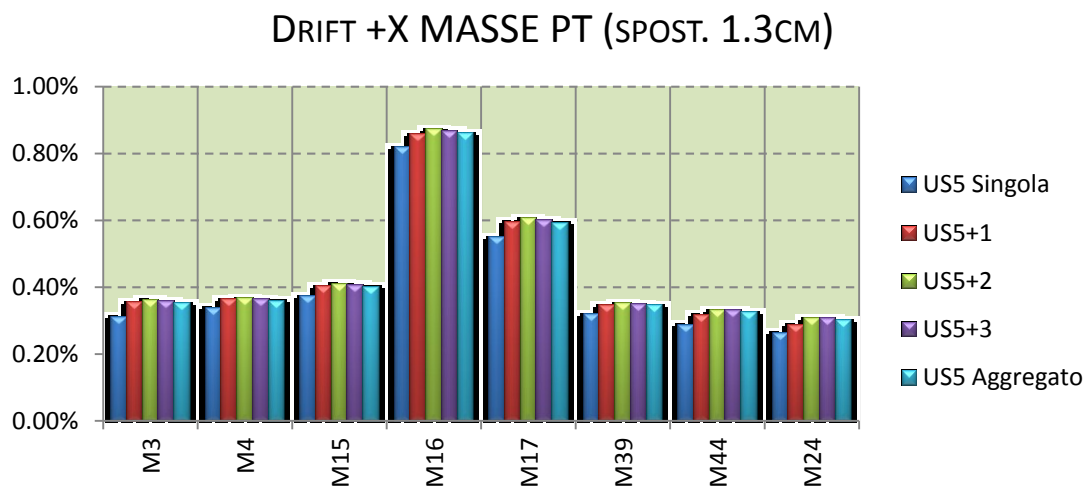
In direzione X masse le analisi che portano fino al collasso l'unità 5 sono soltanto la singola, l'US5+1 e +2.



+X MASSE				
	US5 Singola	US5 +1	US5 +2	
$D_{MAX}$ (SLV)	3.68	3.12	3.09	cm
$D_u$ (SLV)	1.50	1.35	1.35	cm
$q^*$	2.26	2.45	2.44	
$PGA_C$	1.20	1.26	1.27	$m/s^2$
$PGA_D$	2.52	2.52	2.52	$m/s^2$
$\alpha_{PGA}$	0.475	0.501	0.504	
$T^*$	0.210	0.180	0.178	s
$k^*$	3222	4384	4449	$kN/cm$
$\Gamma$	1.62	1.62	1.62	
$F_y^*$	725	705	713	$kN$
$d_y^*$	0.23	0.16	0.16	cm

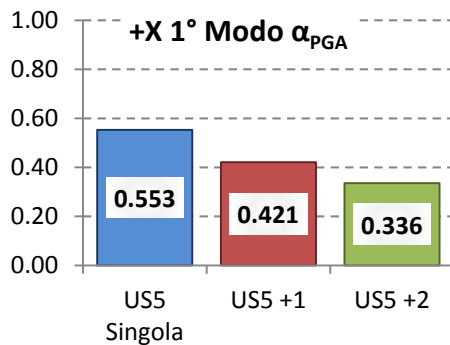
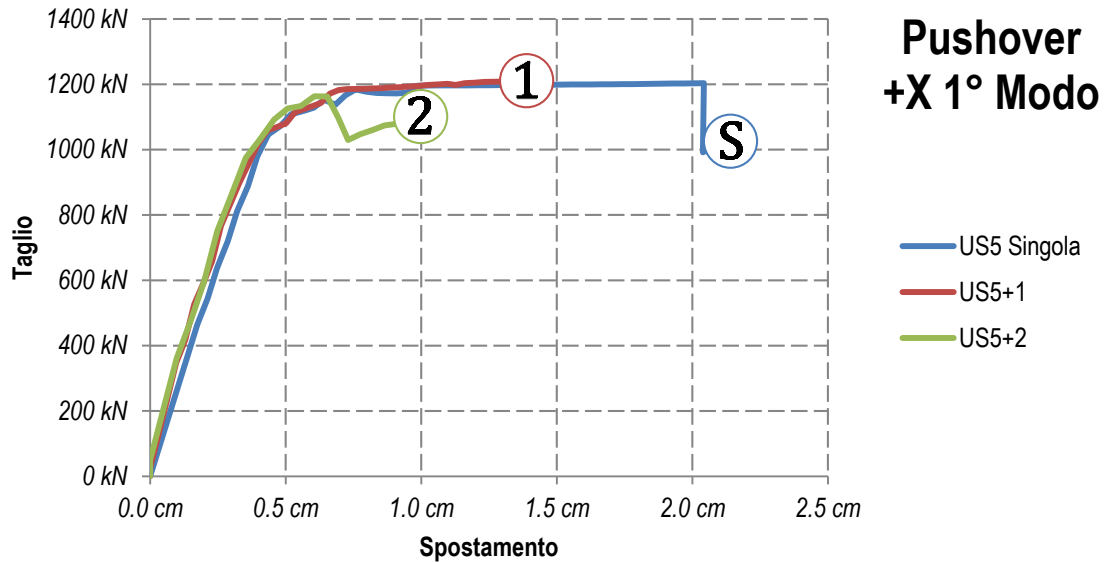
Confrontando le curve si nota come l'analisi con unità singola presenti una rigidità decisamente inferiore alle altre due, data dal mancato sostegno delle unità adiacenti. Il taglio massimo raggiunto è uguale in tutte le analisi, segno che le zone e le modalità di rottura sono le medesime, mentre in termini di coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$  se ne nota un piccolo incremento all'aumentare della porzione di aggregato analizzata.

Fissando lo spostamento a 1.3cm e leggendo e i valori del drift dei maschi posti al piano terreno si nota un andamento regolare delle deformazioni per tutte le porzioni analizzate. Anche per l'analisi con tre unità adiacenti e per l'intero aggregato i valori dei drift sono allineati con quelli dell'US5+2, segno che un ampliamento della zona considerata non porta a un effettivo incremento delle capacità del sistema. Anche se non è possibile individuare il tratto finale della curva pushover è lecito supporre che il suo arresto avverrà per valori di poco superiori a quelli dell'US5+2, con valori del coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$  uguali o di poco superiori.



### 7.5.5.2 US5 - X 1°modo

Anche in direzione X 1°modo le analisi che portano fino al collasso l'unità 5 sono soltanto la singola, l'US5+1 e +2.



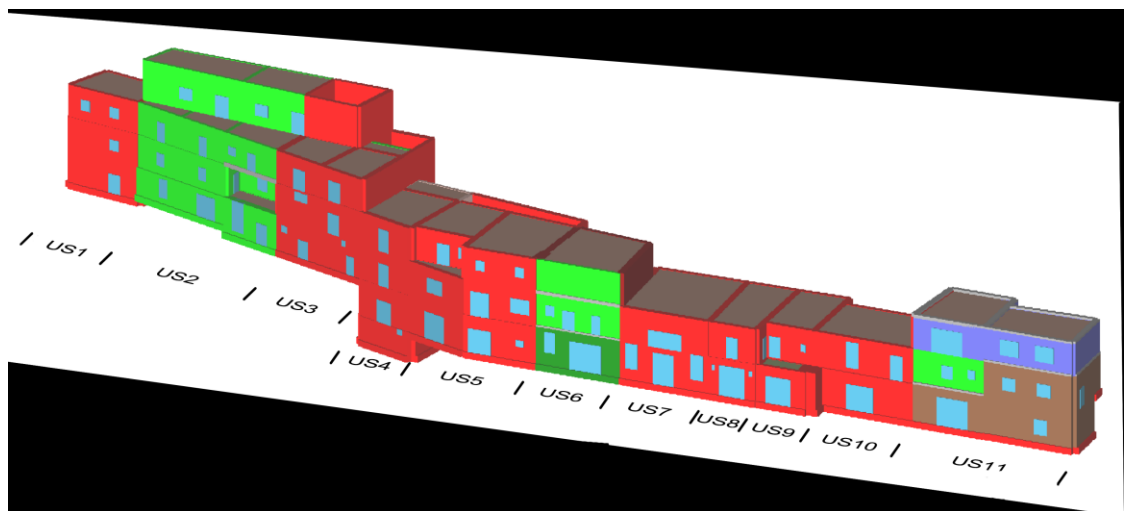
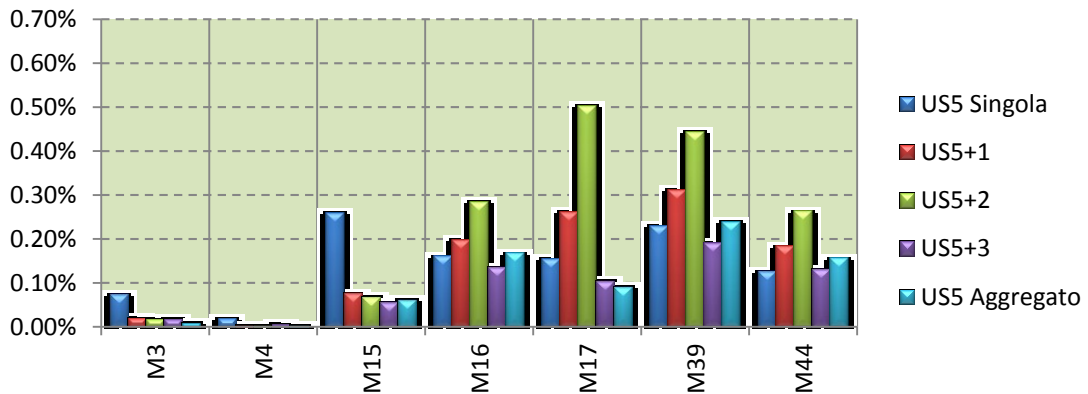
<b>+X 1° MODO</b>				
	<b>US5 Singola</b>	<b>US5 +1</b>	<b>US5 +2</b>	
$D_{MAX}$ (SLV)	4.23	3.97	3.91	cm
$D_u$ (SLV)	2.14	1.39	1.00	cm
$q^*$	2.63	1.99	1.70	
$PGA_c$	1.39	1.06	0.85	$m/s^2$
$PGA_D$	2.52	2.52	2.52	$m/s^2$
$\alpha_{PGA}$	0.553	0.421	0.336	
$T^*$	0.238	0.225	0.220	s
$k^*$	2500	2800	2933	$kN/cm$
$\Gamma$	1.62	1.62	1.62	
$F_Y^*$	726	729	681	$kN$
$d_Y^*$	0.29	0.26	0.23	cm

Utilizzando il diagramma di spinta proporzionale al 1° modo all'aumento della porzione analizzata si ha un decremento delle prestazioni del sistema. Lo spostamento ultimo raggiunto si abbassa e anche il taglio massimo si riduce. Si ha un piccolo incremento della pendenza, ma minore rispetto al caso +X Masse, segno che le unità adiacenti non portano un contributo di rigidità rilevante. Al contrario l'aumento di massa non accompagnato da un proporzionale aumento di rigidità porta a una riduzione importante del coefficiente di sicurezza, questo risultato è da imputare a due fattori. Un primo motivo è a quota crescente della unità adiacenti, che subiscono una spinta ai piani alti di maggiore intensità, scaricando parte delle azioni sull'unità 5 che giunge prima al collasso. Un secondo motivo è la presenza di catene tra il 1° e il 2° piano



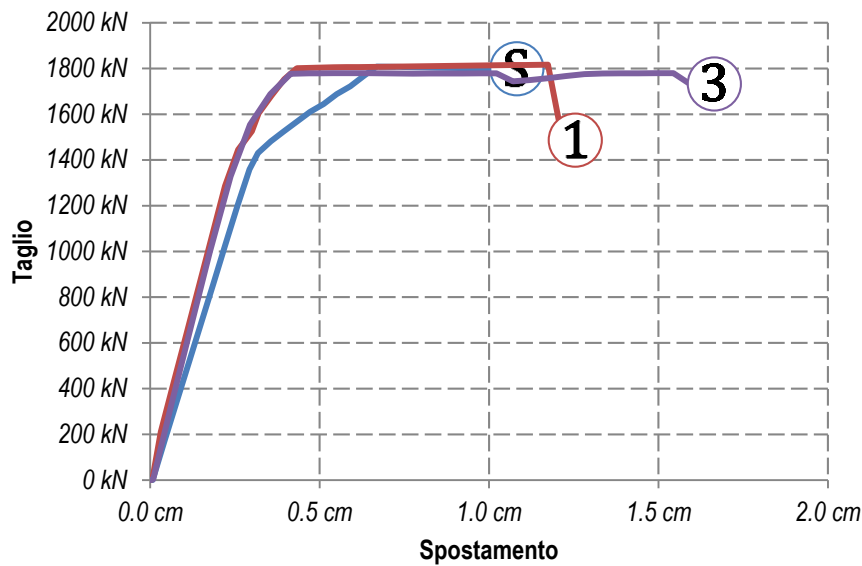
dell'unità 5, questo rinforzo permette una migliore redistribuzione delle azioni ai piani alti e ne provoca un aumento di rigidità, ma viene a perdere efficacia quando si affiancano le altre unità strutturali che a causa proprio della maggiore rigidità conferita dalle catene scaricano parte delle loro azioni sull'us5.

DRIFT +X 1°MODO PT (SPOST. 0.95CM)



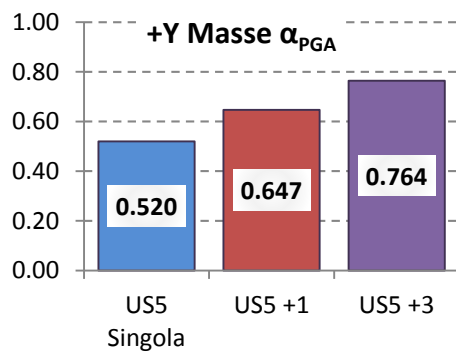
Il diagramma dei drift di tutti i maschi ci conferma la teoria precedentemente esposta, è chiaramente visibile un netto incremento dei drift nell'analisi dell'US5 con 2 unità adiacenti, infatti andando ad inserire nell'analisi l'unità3 che si trova a quota maggiore si ha un brusco aumento delle azioni sismiche, che poi restano proporzionalmente costanti per successivi incrementi di unità analizzate perché la quota resta costante o si abbassa. Contrariamente a quanto visto per l'analisi con carichi proporzionali alle masse, in questa configurazione l'aumento di porzioni analizzate porta a un decremento della capacità resistente del sistema.

7.5.5.3 US5 - Y masse



Pushover  
+Y Masse

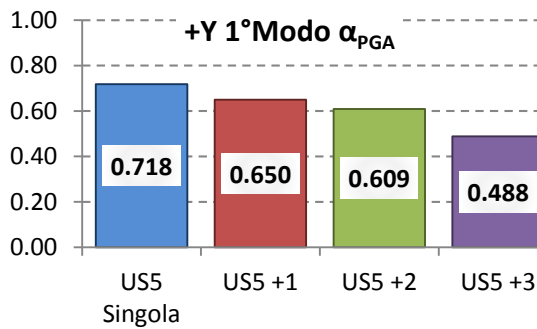
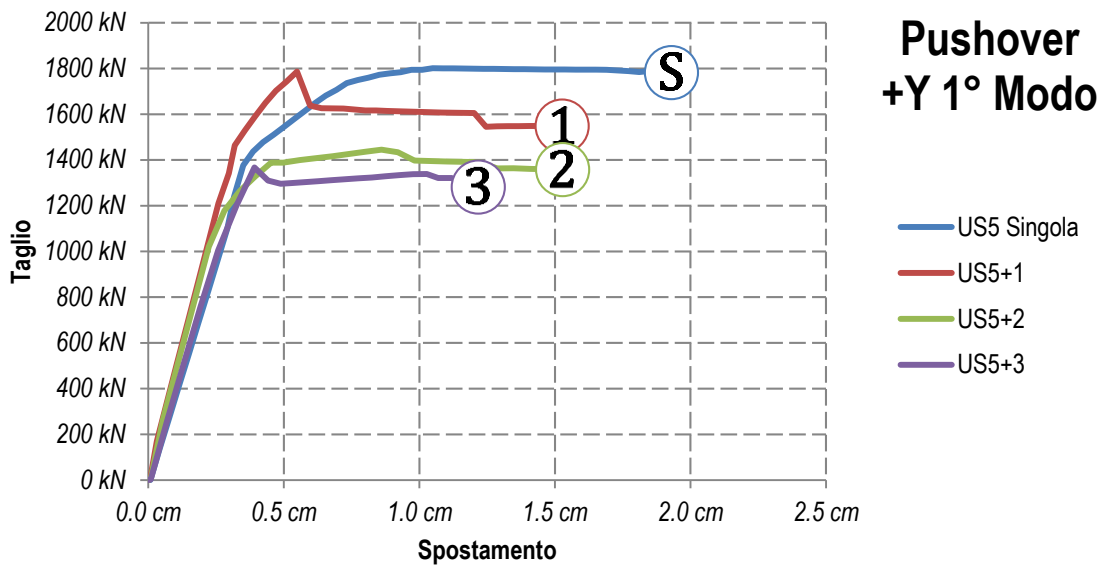
- US5 Singola
- US5+1
- US5+3



+Y MASSE				
	US5 Singola	US5 +1	US5 +3	
$D_{MAX} (SLV)$	2.63	2.24	2.32	cm
$D_u (SLV)$	1.08	1.25	1.66	cm
$q^*$	1.69	2.00	2.41	
$PGA_c$	1.31	1.63	1.93	$m/s^2$
$PGA_D$	2.52	2.52	2.52	$m/s^2$
$\alpha_{PGA}$	0.520	0.647	0.764	
$T^*$	0.187	0.167	0.170	s
$k^*$	4647	5823	5604	$kN/cm$
$\Gamma$	1.42	1.42	1.42	
$F_Y^*$	1215	1245	1239	kN
$d_Y^*$	0.26	0.21	0.22	cm

Le tre analisi che giungono al termine evidenziano un comportamento irrigidente all'aumento delle unità computate, l'analisi con unità singola restituisce una rigidità inferiore del 20% rispetto delle restanti, valore comunque inferiore a quello che si registrava in direzione +X masse, per il quale si aveva un incremento di oltre il 30%. Il coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$  invece aumenta in modo significativo segno che anche in direzione Y vi è una forte interazione tra le strutture

7.5.5.4 US5 - Y 1°modo

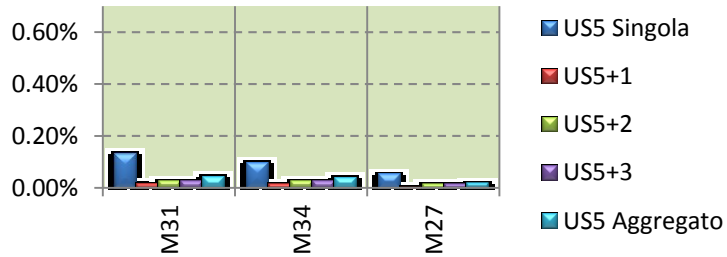


+Y 1° MODO					
	US5 Singola	US5 +1	US5 +2	US5 +3	
D <sub>MAX</sub> (SLV)	2.89	2.68	2.79	3.07	cm
D <sub>u</sub> (SLV)	1.93	1.57	1.53	1.27	cm
q*	2.31	2.26	2.47	2.09	
PGA <sub>C</sub>	1.81	1.64	1.53	1.23	m/s <sup>2</sup>
PGA <sub>D</sub>	2.52	2.52	2.52	2.52	m/s <sup>2</sup>
α <sub>PGA</sub>	0.718	0.650	0.609	0.488	
T*	0.203	0.187	0.188	0.204	s
k*	3922	4625	4570	3903	kN/cm
Γ	1.42	1.42	1.42	1.42	
F <sub>Y</sub> *	1227	1133	973	921	kN
d <sub>Y</sub> *	0.31	0.25	0.21	0.24	cm

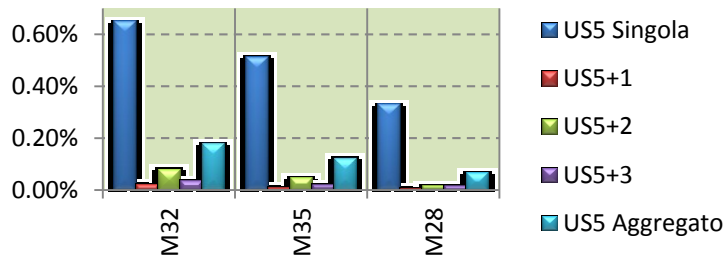
In direzione Y 1°modo tutte le analisi ad eccezione di quella dell'intero aggregato portano al collasso l'unità strutturale 5, dal confronto delle curve pushover emerge come ci sia una riduzione progressiva del taglio massimo attivato a termine dell'analisi. Il coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$  tende a diminuire all'aumento della porzione analizzata, mentre la rigidezza resta pressoché invariata. Analizzando i drift di piano all'ultimo passo dell'analisi si può valutare il tipo di meccanismo di rottura, questo avviene all'ultimo piano dell'edificio per tutte le analisi ad eccezione di quella singola, che evidenzia una rottura al piano intermedio con un meccanismo più duttile. Tale comportamento è imputabile al sostegno offerto dal piano di fondazione introdotto con la modellazione degli edifici adiacenti e posto a una quota maggiore di zero, la sua presenza porta a una riduzione del taglio nei maschi dei piani intermedi. L'irrigidimento

offerto dalla fondazione è chiaramente visibile anche dalla pendenza delle curve e dallo spostamento a rottura, che risulta maggiore per l'unità singola.

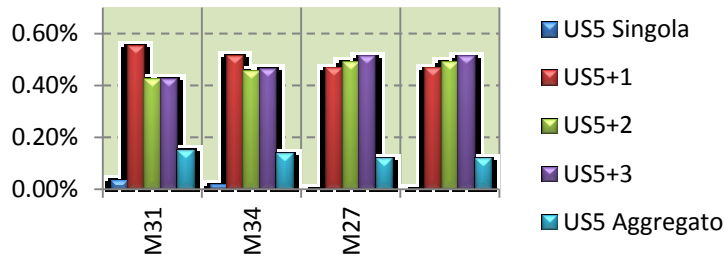
### DRIFT +Y 1°MODO PT



### DRIFT +Y 1°MODO 1°P

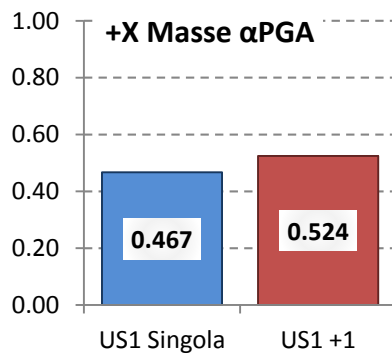
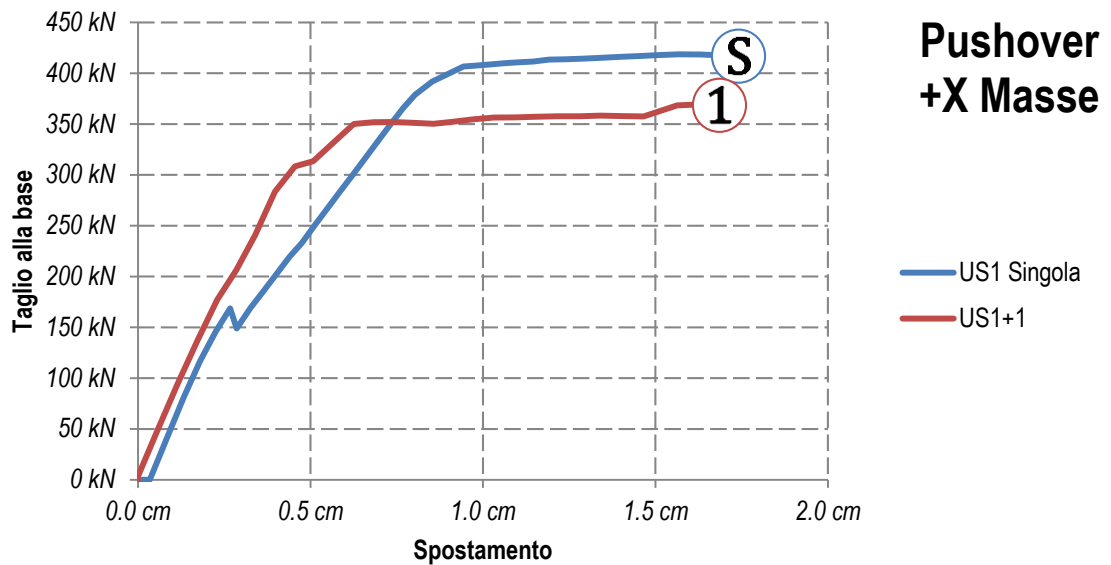


### DRIFT +Y 1°MODO 2°P



## 7.5.6 Risultati Unità Strutturale 1

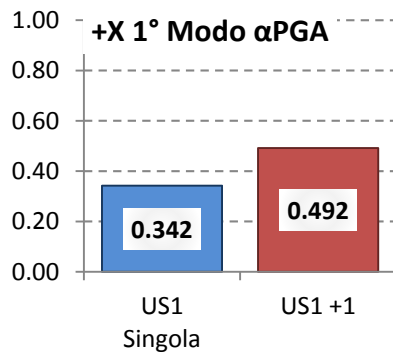
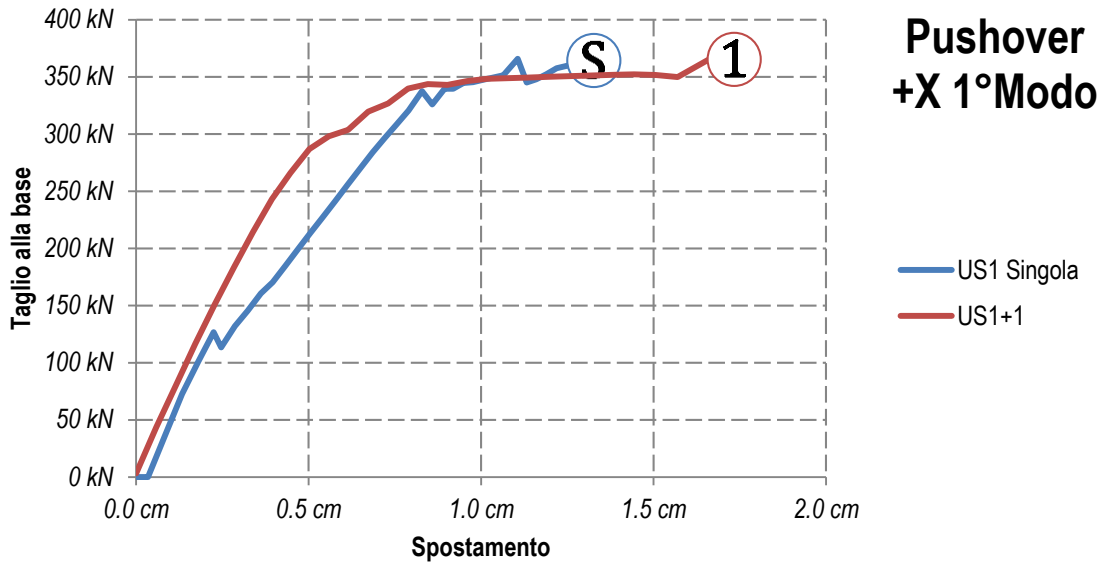
### 7.5.6.1 US1 - X masse



+X MASSE		
	US1 Singola	US1 +1
$D_{MAX} (SLV)$	4.55	3.74 cm
$D_u (SLV)$	1.74	1.69 cm
$q^*$	1.52	2.01
$PGA_C$	1.18	1.32 $m/s^2$
$PGA_D$	2.52	2.52 $m/s^2$
$\alpha_{PGA}$	0.467	0.524
$T^*$	0.269	0.222 s
$k^*$	483	711 $kN/cm$
$\Gamma$	1.6	1.6
$F_v^*$	262	222 $kN$
$d_v^*$	0.54	0.31 cm

Le curve che arrivano fino al collasso sono soltanto quella relativa all'unità singola e alla US1+1. La rigidezza della curva bilineare equivalente subisce una grande variazione, l'analisi con una unità a fianco fa registrare una rigidezza del sistema molto superiore a quella con unità singola, si passa da 483 a 711kN/cm. L'unità singola presenta però un taglio massimo a rottura superiore, fattore che porta a mitigare la differenza di capacità. Globalmente il coefficiente di sicurezza passa dal 47% al 52%, segno che si ha comunque un effetto benefico dovuto alle unità adiacenti.

7.5.6.2 US1 - X 1° modo

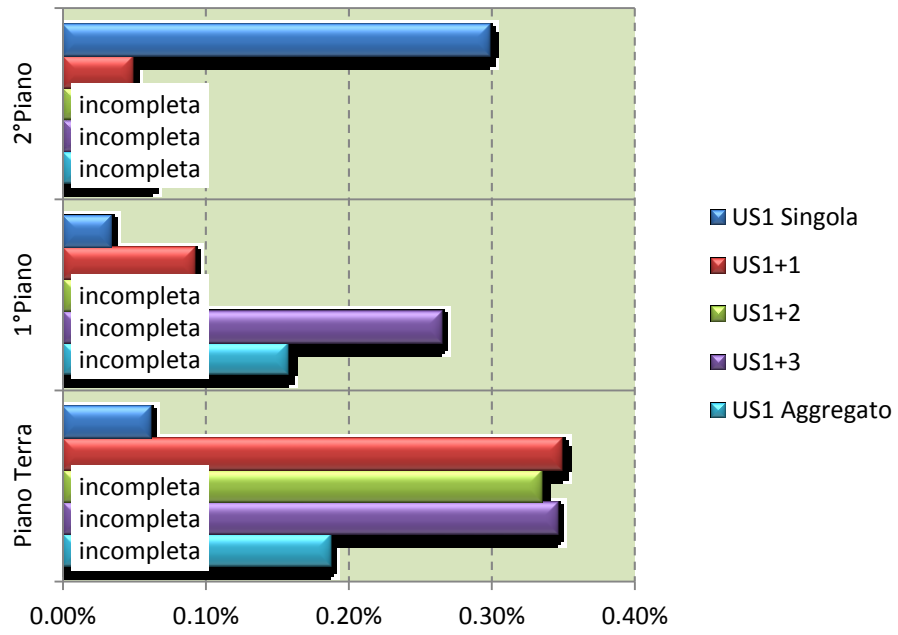


+X 1° MODO			
	US1 Singola	US1 +1	
$D_{MAX}$ (SLV)	5.08	4.12	cm
$D_u$ (SLV)	1.33	1.73	cm
$q^*$	1.30	1.94	
$PGA_c$	0.86	1.24	$m/s^2$
$PGA_D$	2.52	2.52	$m/s^2$
$\alpha_{PGA}$	0.342	0.492	
$T^*$	0.290	0.241	s
$k^*$	417	604	$kN/cm$
$\Gamma$	1.6	1.6	
$F_y^*$	224	216	kN
$d_y^*$	0.54	0.36	cm

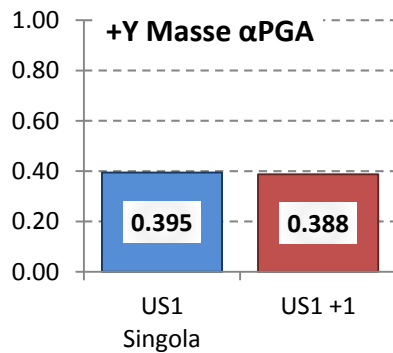
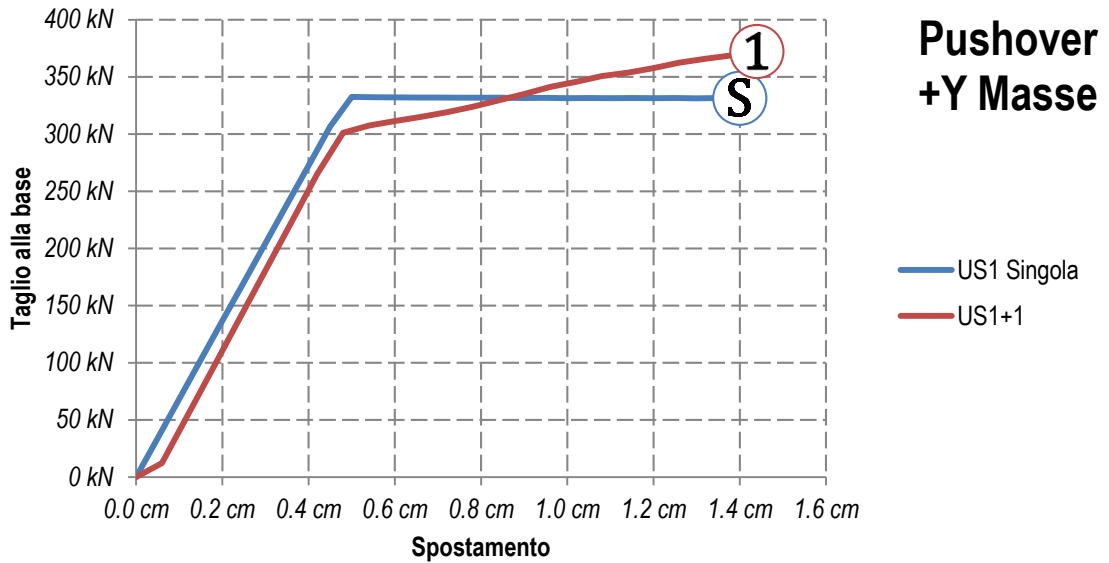
Anche in questo caso con l'inserimento nell'analisi dell'unità 2 si registra un incremento della rigidezza e una ancor più marcata crescita del coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$ .

L'unità singola è l'unica per la quale si presenta un meccanismo di rottura al 2° piano, dato dalla mancanza di sostegno dell'US2, di altezza maggiore, nelle altre analisi la rottura avviene al pian terreno come è possibile vedere dai drift di piano.

### DRIFT +X 1°MODO



7.5.6.3 US1 - Y masse

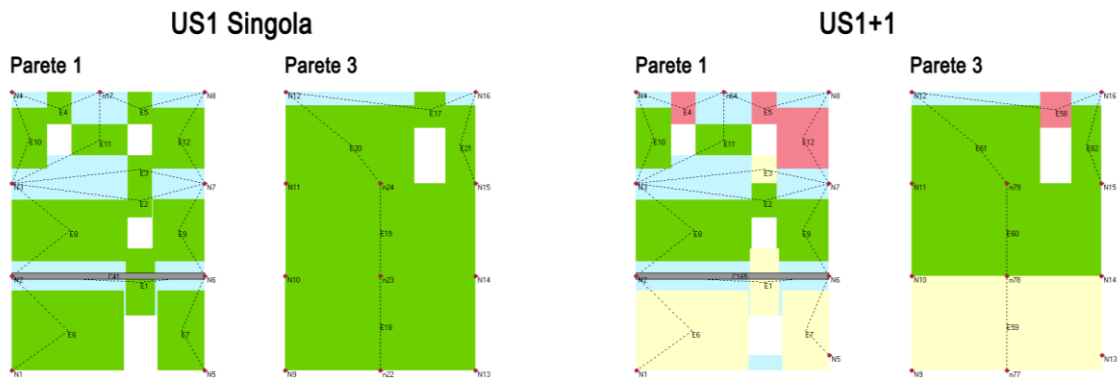
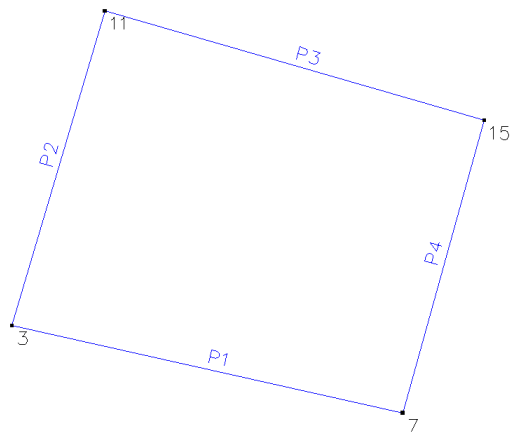


<b>+Y MASSE</b>		
	<b>US1 Singola</b>	<b>US1 +1</b>
$D_{MAX}$ (SLV)	4.15	4.34 cm
$D_u$ (SLV)	1.40	1.44 cm
$q^*$	1.98	1.93
$PGA_C$	0.99	0.98 $m/s^2$
$PGA_D$	2.52	2.52 $m/s^2$
$\alpha_{PGA}$	0.395	0.388
$T^*$	0.270	0.281 s
$k^*$	682	630 $kN/cm$
$\Gamma$	1.37	1.37
$F_V^*$	242	244 $kN$
$d_V^*$	0.35	0.39 cm

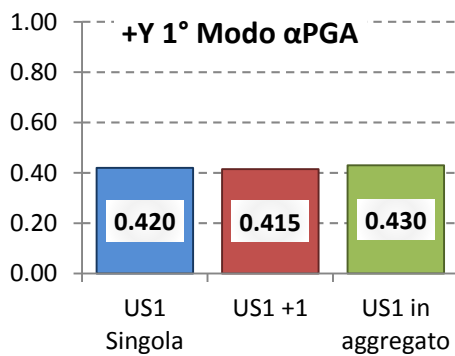
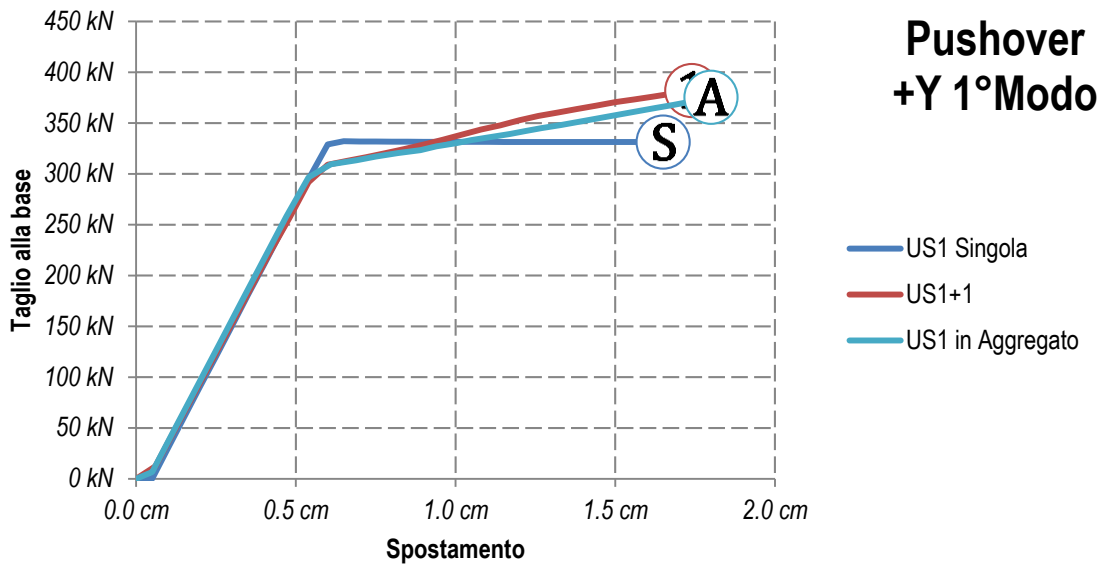
In direzione Y Masse non si registrano sostanziali differenze tra le analisi, la rigidezza del sistema è equiparabile e anche il coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$  è praticamente invariato. Focalizzando l'attenzione sull'unità singola si vede bene come gli unici due maschi orientati in direzione Y arrivino alla plasticizzazione in maniera simultanea, dopodiché si arriva al collasso dopo un tratto di deformazione perfettamente plastica, senza incrementi di taglio. Il collasso avviene per una traslazione pura in direzione Y, i maschi orientati in direzione X non vengono sollecitati. Inserendo invece un'unità a fianco, dopo la plasticizzazione dei due maschi di base si continua a registrare un incremento di taglio, che proviene dai maschi orientati in direzione X. Accade ciò perché in questo secondo caso si giunge al collasso tramite una rototraslazione della struttura che impegna anche le pareti 1 e 3. Si nella pagine seguente riporta a titolo esplicativo lo



stato di danneggiamento delle pareti 1 e 3 (orientate in direzione X) all'ultimo passo dell'analisi.



7.5.6.4 US1 - Y 1°modo



+Y 1° MODO				
	US1 Singola	US1 +1	US1 aggregato	
$D_{MAX}$ (SLV)	4.45	4.73	4.68	cm
$D_u$ (SLV)	1.65	1.74	1.80	cm
$q^*$	2.10	2.00	2.12	
$PGA_C$	1.06	1.05	1.08	$m/s^2$
$PGA_D$	2.52	2.52	2.52	$m/s^2$
$\alpha_{PGA}$	0.420	0.415	0.430	
$T^*$	0.288	0.305	0.301	s
$k^*$	602	537	549	$kN/cm$
$\Gamma$	1.37	1.37	1.37	
$F_V^*$	242	251	246	$kN$
$d_V^*$	0.40	0.47	0.45	cm

In modo del tutto simile a quanto succede in direzione Y Masse, anche con carichi proporzionali al 1°modo non si registrano sostanziali differenze nella rigidezza del sistema e nella sua capacità ultima. Anche per questa analisi, analogamente a quanto precedentemente esposto, si nota la diversa forma tra la curva dell'unità singola e le restanti, per il diverso modo con cui si giunge al collasso.

## 7.5.7 Conclusioni

L'analisi in parallelo delle diverse porzioni di aggregato ha portato a risultati molto variabili, si registrano alcune chiare tendenze comuni a tutti i raffronti e altre che variano in funzione delle unità considerate. Vi è un chiaro aumento di rigidità della struttura all'aumento della porzione analizzata, netto quando si passa dall'unità singola a quella con una unità a fianco, marginale per successivi incrementi.

US 5						
Variazione rigidità	US5 Singola	US5 +1	US5 +2	US5 +3	US5 in aggregato	Variazione media
<b>+X MASSE</b>	<b>3222</b> +0%	<b>4384</b> +36%	<b>4449</b> +38%	<b>4462</b> +38%	<b>4365</b> +36%	+37%
<b>+X 1° MODO</b>	<b>2500</b> +0%	<b>2800</b> +12%	<b>2933</b> +17%	<b>2765</b> +11%	<b>2642</b> +6%	+11%
<b>+Y MASSE</b>	<b>4647</b> +0%	<b>5823</b> +25%	<b>6028</b> +30%	<b>5604</b> +21%	<b>5933</b> +28%	+26%
<b>+Y 1° MODO</b>	<b>3922</b> +0%	<b>4625</b> +18%	<b>4570</b> +17%	<b>3903</b> -0%	<b>4446</b> +13%	+12%

US 1						
Variazione rigidità	US1 Singola	US1 +1	US1 +2	US1 +3	US1 in aggregato	Variazione media
<b>+X MASSE</b>	<b>483</b> +0%	<b>711</b> +47%	<b>785</b> +62%	<b>829</b> +72%	<b>954</b> +98%	+70%
<b>+X 1° MODO</b>	<b>417</b> +0%	<b>604</b> +45%	<b>635</b> +52%	<b>680</b> +63%	<b>715</b> +72%	+58%
<b>+Y MASSE</b>	<b>682</b> +0%	<b>630</b> -8%	<b>625</b> -8%	<b>598</b> -12%	<b>624</b> -8%	-9%
<b>+Y 1° MODO</b>	<b>602</b> +0%	<b>537</b> -11%	<b>534</b> -11%	<b>519</b> -14%	<b>549</b> -9%	-11%

Per l'unità 5 l'analisi in direzione X MASSE e Y MASSE l'affiancamento delle altre unità porta ad un incremento della capacità del sistema, più marginale in direzione X, più marcato in Y. Con carichi proporzionali al 1° modo di vibrare invece si registra una tendenza inversa che porta ad un progressivo abbattimento dei coefficienti di sicurezza. Questa inversione di tendenza è data probabilmente dall'altezza maggiore delle unità adiacenti che associata ad una distribuzione triangolare inversa porta ad un incremento globale delle azioni sismiche applicate.

Si riporta sotto un raffronto della variazione del coefficiente di sicurezza per le varie analisi svolte. Come già detto nel §7.5.4 per alcune analisi non è stato possibile portare a termine l'estrazione dei dati perché l'analisi si arresta in anticipo rispetto al collasso dell'unità, per cui è stato impossibile determinare il valore della capacità finale. In questi casi è stato riportato esclusivamente il limite inferiore del coefficiente di sicurezza  $\alpha_{PGA}$ .

Variazione $\alpha_{PGA}$	US5 Singola	US5 +1	US5 +2	US5 +3	US5 in aggregato	Variazione media
<b>+X MASSE</b>	<b>0.475</b> 0%	<b>0.501</b> +5%	<b>0.504</b> +6%	>0.502	>0.494	+6%
<b>+X 1° MODO</b>	<b>0.553</b> 0%	<b>0.421</b> -24%	<b>0.336</b> -39%	>0.447	>0.365	-32%
<b>+Y MASSE</b>	<b>0.520</b> 0%	<b>0.647</b> +24%	>0.527	<b>0.764</b> +47%	>0.466	+36%
<b>+Y 1° MODO</b>	<b>0.718</b> 0%	<b>0.650</b> -9%	<b>0.609</b> -15%	<b>0.488</b> -32%	>0.480	-19%

Per l'unità 1, invece, in direzione X MASSE e X 1°MODO all'aumentare della porzione di aggregato analizzata si registra sempre un incremento di capacità del sistema, segno che vi è una migliore distribuzione delle azioni tra i maschi. In direzione Y MASSE e Y 1°MODO invece non si ha un effetto di interazione delle strutture, le varie analisi portano sempre a risultati molto simili, indicazione che la geometria della struttura e la rigidità dei solai non permettono una diversa redistribuzione delle forze sismiche.

Variazione $\alpha_{PGA}$	US1 Singola	US1 +1	US1 +2	US1 +3	US1 in aggregato	Variazione media
<b>+X MASSE</b>	<b>0.467</b> 0%	<b>0.524</b> +12%	>0.476	>0.449	>0.478	+12%
<b>+X 1° MODO</b>	<b>0.342</b> 0%	<b>0.492</b> +44%	>0.484	>0.498	>0.492	+44%
<b>+Y MASSE</b>	<b>0.395</b> 0%	<b>0.388</b> -2%	>0.228	>0.194	>0.258	-2%
<b>+Y 1° MODO</b>	<b>0.420</b> 0%	<b>0.415</b> -1%	>0.227	>0.219	<b>0.430</b> +2%	+1%

Dai risultati ottenuti in termini di capacità è difficile dare una chiave di lettura univoca, i risultati sono molto influenzati dalla porzione analizzata, un risultato comune si ottiene solo per le distribuzioni X e Y proporzionali alle masse, dove l'espansione dell'unità di analisi porta sempre a dei benefici in termini di sicurezza. In direzione Y contrariamente a quanto supposto ci possono essere delle forti interazioni tra le strutture, in particolar modo in edifici altimetricamente irregolari, l'introduzione di piani di fondazione a quote differenti per le diverse unità strutturali porta a creare degli effetti di vincolo che modificano lo schema statico oltre che le rigidità, questo effetto è chiaramente visibile nell'unità 5. Per l'unità 1 invece non si sono registrate interazioni in direzione Y e i risultati tra la struttura isolata o inserita nell'aggregato sono i medesimi.

Dalle analisi effettuate emerge come per un aggregato come quello studiato, l'individuazione di un'unità minima di intervento (UMI) e di un'unità di analisi (UA) sia molto difficoltosa e non applicabile. L'irregolarità altimetrica e planimetrica e le diverse tipologie costruttive modificano troppo marcatamente gli schemi di calcolo per poter

individuare delle tendenze univoche di comportamento per tutte le analisi. Un risultato di più facile interpretazione si sarebbe ottenuto su un edificio regolare, dove l'ampliamento delle unità computate in analisi avrebbe portato a considerare una serie di schemi statici modulari affiancati l'uno a l'altro. In tal caso si sarebbe potuto valutare un'unità minima di analisi oltre la quale i risultati tendono a restare costanti per successivi incrementi di porzione analizzata. L'elemento che è venuto a mancare nell'aggregato oggetto di studio è proprio la modularità della struttura, ogni nuova porzione inserita nel calcolo ha introdotto nuovi elementi singolari che hanno reso difficoltosa la lettura di una tendenza univoca per tutte le analisi. È stato tuttavia possibile individuare, come illustrato, alcuni comportamenti peculiari per ogni direzione di analisi, per cui anche se non è possibile fissare una **UMI** è comunque possibile avere una chiara idea del comportamento dell'aggregato per le varie forze in gioco.

## 7.6 Risultati dell'analisi globale

L'analisi deve essere svolta considerando l'azione sismica alternativamente nelle quattro direzioni (+X,-X,+Y,-Y). Andrebbe considerata anche una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma. Questa verifica però nel caso di aggregati molto estesi e con geometria irregolare perde di significato, la misura in pianta in direzione X è di 86m, per cui andrebbe considerata una eccentricità del centro delle masse di 4,3m. Questo valore è sicuramente troppo penalizzante e soprattutto poco indicativo per questo tipo di aggregato. Se si trattasse di un telaio spaziale in cemento armato si verrebbero a creare delle azioni torcenti sulla pianta dell'edificio e i pilastri sarebbero sollecitati da azioni di intensità proporzionale alla distanza dal centro di massa e risultante pari all'azione torcente totale. In questo caso trattandosi di edifici in linea, in muratura, con irregolarità in altezza, non si avrebbe una corretta suddivisione dell'azione torcente tra gli elementi resistenti, in quanto la rigidezza variabile dei pannelli murari e la geometria e l'altimetria irregolare non permettono una migrazione e una ripartizione delle azioni indisturbata fino agli edifici di estremità.

La distribuzione di forze da applicare può essere di due tipi, proporzionale alle masse, oppure proporzionale al 1° modo di vibrare, in entrambi i casi la quota da cui vengono quantificate le azioni sismiche può essere variata a piacimento, questo parametro viene indicato all'interno del software come "quota del piano di campagna". Dato che la quota delle fondazioni è variabile è stato assunto in via cautelativa un piano campagna a quota 2,00m dal punto più basso della struttura, cioè dal piano interrato dell'US4.

Analisi - Normativa : NT 08

**Dati generali**  
 Piano Campagna: 200 [cm]  
 Step critico: 500  
 Precisione p.p.: 0,005

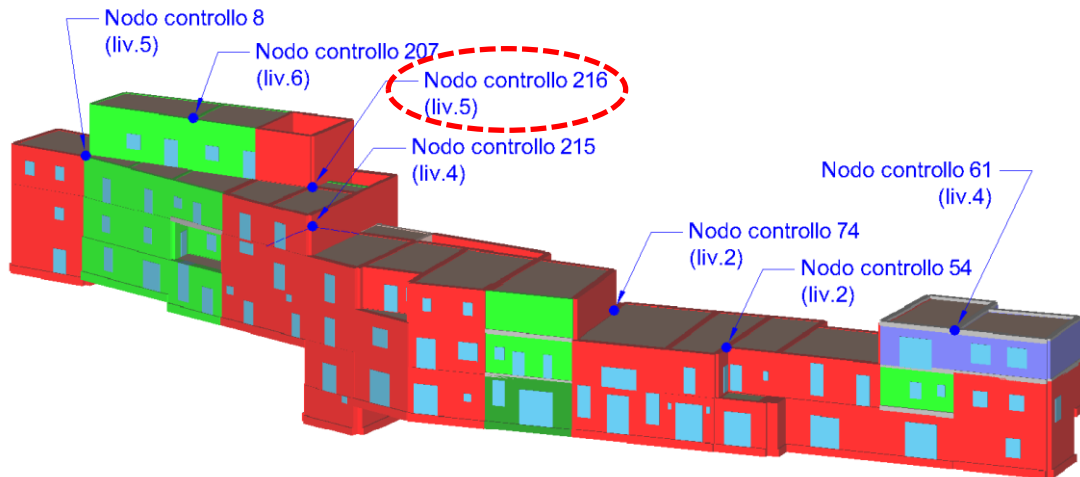
**Nodo di controllo**  
 Livello: [5] L5 = 295  
 Nodo: 216  
 Spostamento del Nodo di controllo  
 Spostamenti medi del livello selezionato  
 Spostamenti Medi pesati

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

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Sottopassi	Precisione	Spost. max [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	200	0,005	24,00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	200	0,005	24,00
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	200	0,005	24,00
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	200	0,005	24,00
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	200	0,005	24,00
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	200	0,005	24,00
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	200	0,005	24,00
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	200	0,005	24,00
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	99,0	200	0,005	24,00
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-99,0	200	0,005	24,00
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	99,0	200	0,005	24,00
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-99,0	200	0,005	24,00
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	99,0	200	0,005	24,00
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-99,0	200	0,005	24,00
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	99,0	200	0,005	24,00
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-99,0	200	0,005	24,00
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	426,1	200	0,005	24,00
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-426,1	200	0,005	24,00
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	426,1	200	0,005	24,00
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-426,1	200	0,005	24,00
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	426,1	200	0,005	24,00
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-426,1	200	0,005	24,00
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	426,1	200	0,005	24,00
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-426,1	200	0,005	24,00

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

Come già discusso nel §7.4, sono stati utilizzati diversi nodi di controllo per avere dei termini di paragone sulla bontà dei risultati. Appurato che in termini di danneggiamento finale la scelta del nodo di controllo non influenza molto il risultato, per il seguito delle verifiche è stato scelto il nodo di controllo n°216.



Tale nodo è particolarmente indicato tra tutti quelli indagati perché si trova ad una quota rialzata (livello 5), senza però interessare piani isolati, come quello presente al livello 6; è in una zona centrale dell'aggregato e insiste su edifici con un livello di vulnerabilità medio.

Verifica analisi

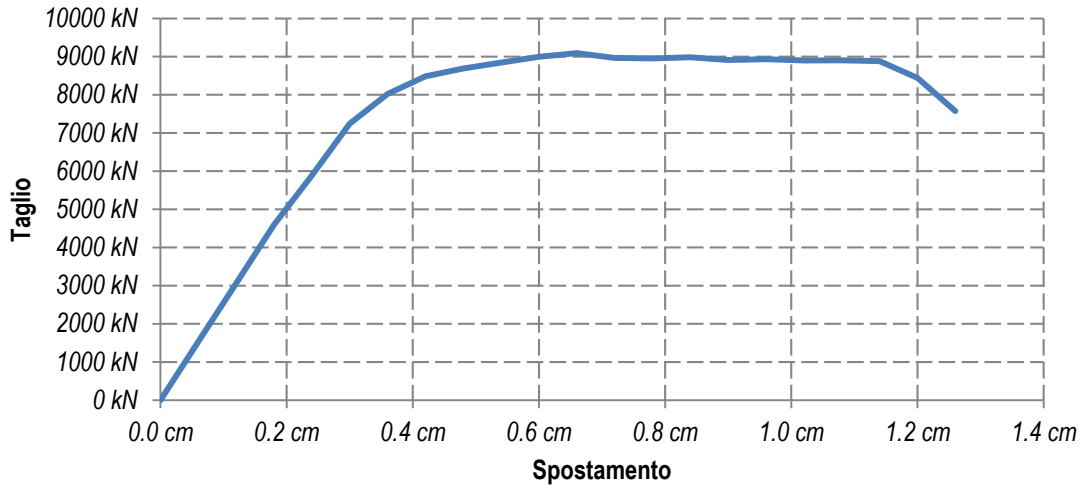
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.0	2.61	1.26	2.985	0.69	0.66	0.40	0.66	0.603	0.975
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.0	3.80	1.50	3.363	1.14	1.20	0.75	1.02	0.499	1.033
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.0	2.94	0.90	3.024	0.81	0.90	0.49	0.90	0.450	1.064
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.0	4.03	1.80	3.723	1.30	1.44	0.89	1.08	0.525	1.081

Legenda colori

- Verificato (Green)
- Non verificato (Red)
- Non converge a p.p. (Orange)
- Analisi più gravosa (Yellow)

Piano-Soil

### 7.6.1 +X Masse



**Dettaglio verifiche**

**Verifiche**

**NT 08 - Verifica SLV**  
 Dmax 2.61 [cm] > Du 1.26 [cm]  
 q \* 2.97 <= 3  
**La verifica NON è soddisfatta**

**NT 08 - Verifica SLD**  
 Dmax 0.69 [cm] > Dd 0.66 [cm]  
**La verifica NON è soddisfatta**  
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

**NT 08 - Verifica SLO**  
 Dmax 0.40 [cm] <= Dd 0.66 [cm]  
**La verifica è soddisfatta**

**Vulnerabilità Sismica**

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLV	111	475	0.234	1.52	2.52	0.603
SLD	47	50	0.940	0.98	1.00	0.975
SLO	47	30	1.567	0.96	0.76	1.262

Mostra PGA su roccia      Dettagli ...

**Parametri di Analisi:**

T*	0.164 [s]	Duttilità disponibile	3.50
m*	1.656.469.48 [kg]	Γ	1.68
w	4.415.434.06 [kg]	F*y	5.218 [kN]
		d*y	0.21 [cm]
		d*u	0.75 [cm]

**Analisi**

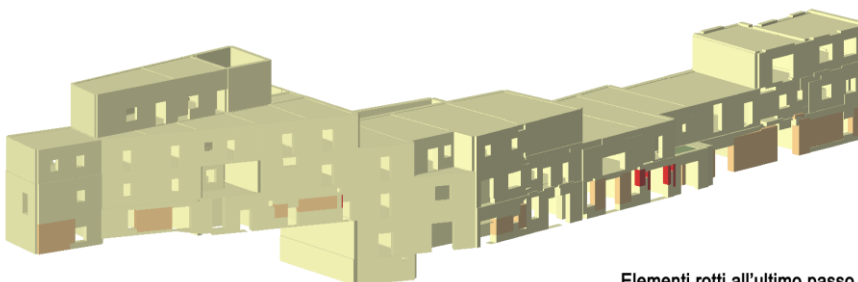
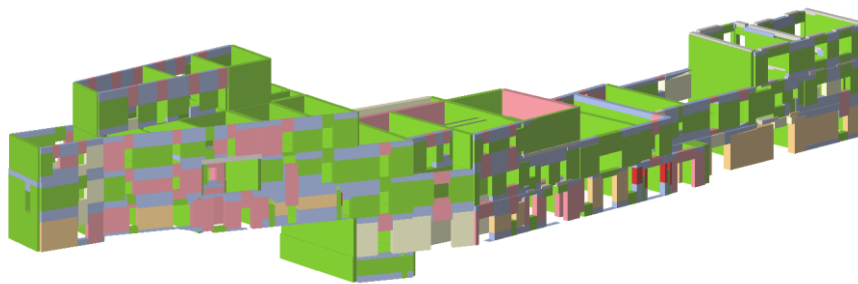
Normativa NT 08  
 Carico sismico Masse  
 Direzione sisma + Ux  
 Nodo controllo 216  
 Media nodi di livello No  
 Eccentricità 0  
 Versione 1.7.702 - Cod. 3

**Modello**

Nome 48-AGGREGATO NC216  
 Pareti 39  
 Livelli 6  
 Nodi 3D 235  
 Nodi 2D 156  
 Materiali 12  
 Elementi 362  
 Travi 53  
 Piastrini 0  
 Vincoli 116  
 Setti travi 0  
 Setti pareti 0

OK

### +X Masse

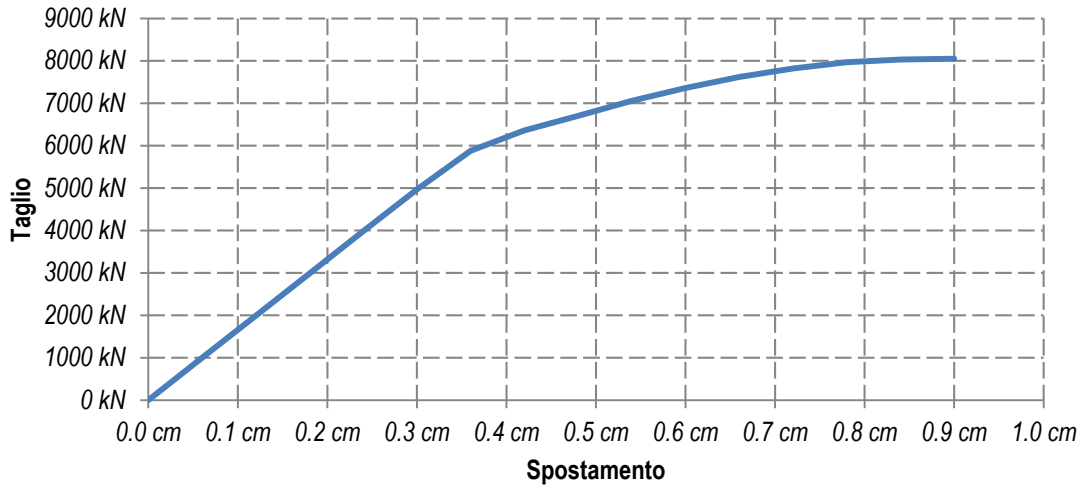


Elementi rotti all'ultimo passo





### 7.6.3 +Y Masse



**Dettaglio verifiche**

**Verifiche**

**NT 08 - Verifica SLV**  
 D<sub>max</sub> 2.94 [cm] > D<sub>u</sub> 0.90 [cm]  
 q\* 3.02 > 3  
La verifica NON è soddisfatta

**NT 08 - Verifica SLD**  
 D<sub>max</sub> 0.81 [cm] <= D<sub>d</sub> 0.90 [cm]  
La verifica è soddisfatta  
 Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

**NT 08 - Verifica SLO**  
 D<sub>max</sub> 0.49 [cm] <= D<sub>o</sub> 0.90 [cm]  
La verifica è soddisfatta

**Vulnerabilità Sismica**

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	α <sub>TR</sub>	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	α <sub>PGA</sub>
SLV	59	475	0.124	1.14	2.52	0.450
SLD	59	50	1.180	1.07	1.00	1.064
SLO	59	30	1.967	1.05	0.76	1.378

Mostra PGA su roccia

**Parametri di Analisi**

T*	0.194 [s]	Duttilità disponibile	1.97
m*	1 559 234.93 [kg]	Γ	1.52
w	4 415 434.06 [kg]	F <sub>y</sub>	4 918 [kN]
		d <sub>y</sub>	0.30 [cm]
		d <sub>u</sub>	0.59 [cm]

**Analisi**

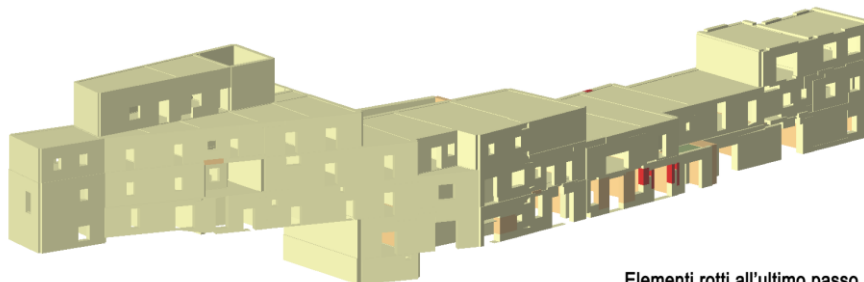
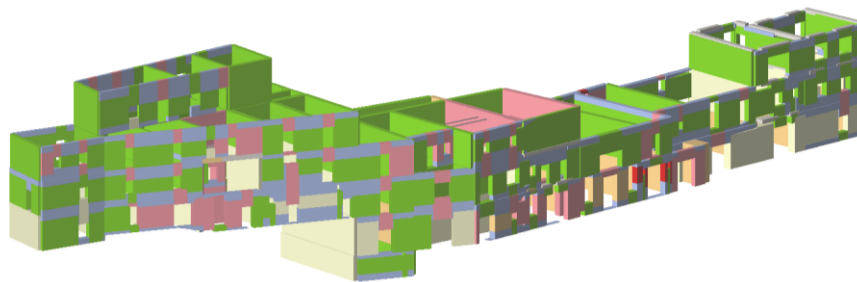
Normativa NT 08  
 Carico sismico Masse  
 Direzione sisma + Uy  
 Nodo controllo 216  
 Media nodi di livello No  
 Eccentricità 0  
 Versione 1.7.702 - Cod. 3

**Modello**

Nome 48-AGGREGATO NC216  
 Pareti 39  
 Livelli 6  
 Nodi 3D 235  
 Nodi 2D 156  
 Materiali 12  
 Elementi 362  
 Travi 53  
 Plastri 0  
 Vncoli 116  
 Setti travi 0  
 Setti pareti 0

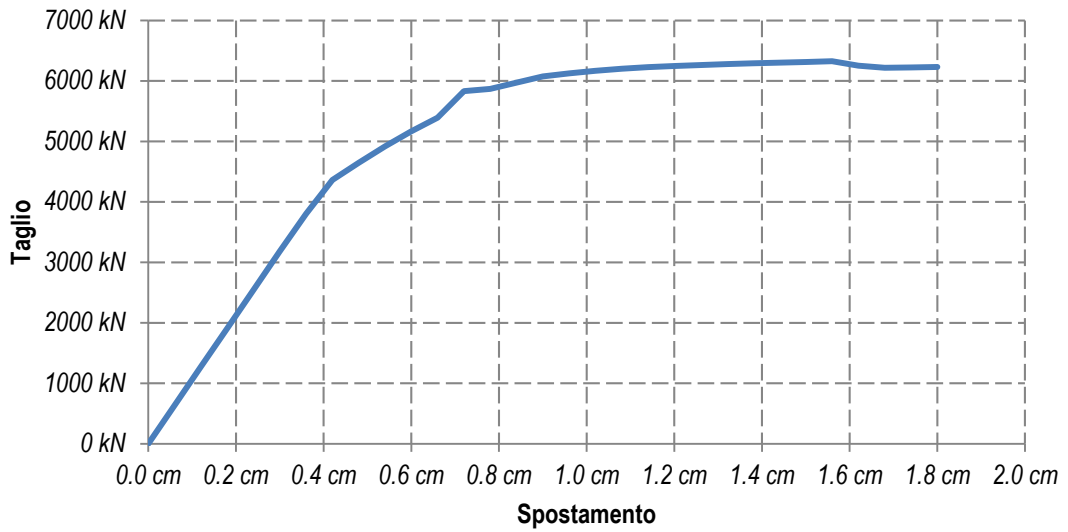
OK

+Y Masse



Elementi rotti all'ultimo passo

### 7.6.4 +Y 1°Modo



**Dettaglio verifiche**

**Verifiche**

**NT 08 - Verifica SLV**  
 $D_{max} = 4.03 [cm] > D_u = 1.80 [cm]$   
 $q^* = 3.72 > 3$   
**La verifica NON è soddisfatta**

**NT 08 - Verifica SLD**  
 $D_{max} = 1.30 [cm] \leq D_d = 1.44 [cm]$   
**La verifica è soddisfatta**  
 Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 125 e 126 al livello 4

**NT 08 - Verifica SLO**  
 $D_{max} = 0.89 [cm] \leq D_o = 1.08 [cm]$   
**La verifica è soddisfatta**

**Vulnerabilità Sismica**

	TR <sub>C</sub>	TR <sub>D</sub>	$\alpha_{TR}$	PGA <sub>C</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	PGA <sub>D</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	$\alpha_{PGA}$
SLV	85	475	0.179	1.32	2.52	0.525
SLD	60	50	1.200	1.08	1.00	1.001
SLO	39	30	1.300	0.87	0.76	1.140

Mostra PGA su roccia

**Parametri di Analisi**

$T^*$  0.246 [s]    Duttilità disponibile 3.02  
 $m^*$  1.559 234.93 [kg]     $\Gamma$  1.52  
 $w$  4.415 434.06 [kg]     $F^*y$  3.995 [kN]  
 $d^*y$  0.39 [cm]  
 $d^*u$  1.18 [cm]

**Analisi**

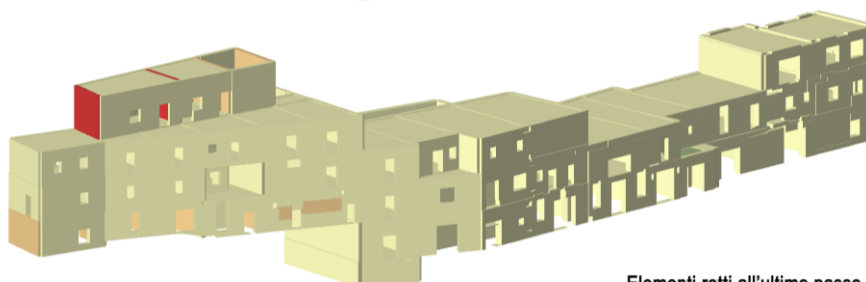
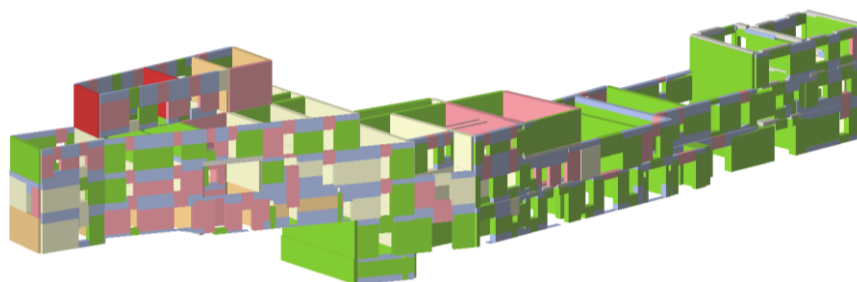
Normativa NT 08  
 Carico sismico 1° modo di vibrare  
 Direzione sisma + Uy  
 Nodo controllo 216  
 Media nodi di livello No  
 Eccentricità 0  
 Versione 1.7.702 - Cod. 3

**Modello**

Nome 48-AGGREGATO NC216  
 Pareti 39  
 Livelli 6  
 Nodi 3D 235  
 Nodi 2D 156  
 Materiali 12  
 Elementi 362  
 Travi 53  
 Plastrini 0  
 Vancoli 116  
 Setti travi 0  
 Setti pareti 0

OK

### +Y 1°Modo



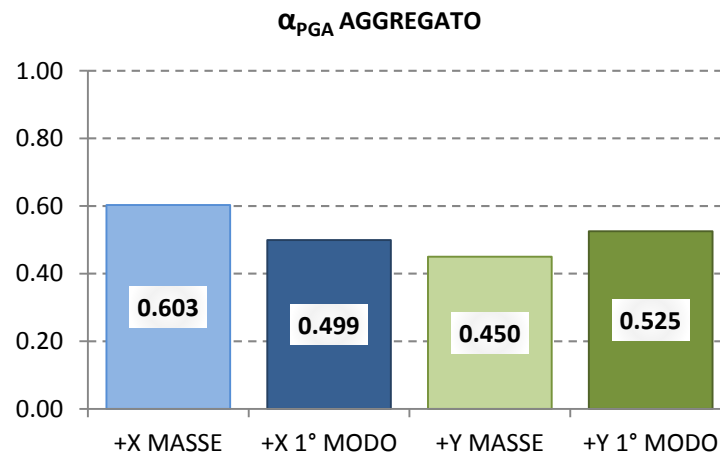
Elementi rotti all'ultimo passo

Come si vede dall'analisi nessuna delle quattro verifiche risulta soddisfatta, in direzione X l'aggregato presenta una buona duttilità ma comunque insufficiente rispetto alla richiesta, i danni sono ripartiti in modo abbastanza uniforme in pianta per le unità dalla quattro in poi, mentre le prime tre unità, poste a quota maggiore presentano danni maggiori. Utilizzando la spinta proporzionale alle masse gli elementi che arrivano prima al collasso sono quelli posti al pian terreno, mentre con i carichi proporzionali al primo modo si ha un danneggiamento concentrato ai piani superiori.

In direzione Y con carichi proporzionali alle masse la parte più vulnerabile risulta la zona centrale dell'aggregato, con molteplici rotture per taglio dei maschi posti al livello più basso. Passando alla distribuzione proporzionale al 1°modo i danni si concentrano sulle prime tre unità strutturali, poste a quota maggiore rispetto al resto dell'aggregato, e anche i piani superiori delle unità quattro e cinque presentano diversi pannelli murari danneggiati o rotti.

Una zona molto vulnerabile risulta l'ultimo livello dell'US2, che evidenzia gravi carenze di resistenza quando applicati carichi proporzionali al primo modo, sia in direzione X che Y.

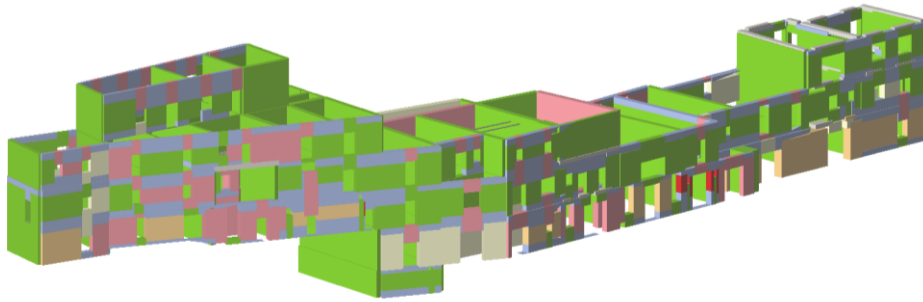
Complessivamente il livello di sicurezza su tutto l'aggregato non supera il 50% della richiesta sismica.



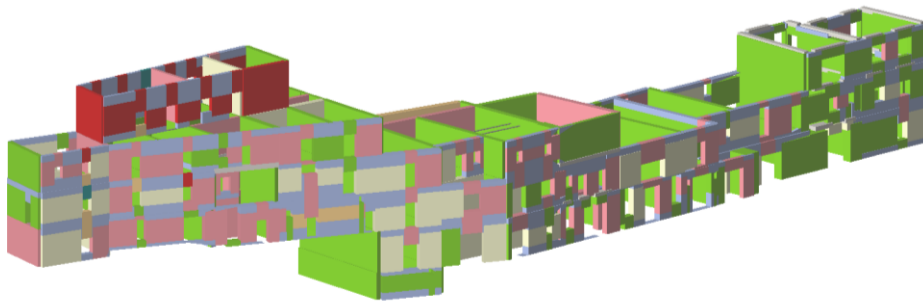
## 7.7 Confronto tra danno rilevato e stimato

In ultima analisi verrà eseguito un confronto tra il danno stimato tramite l'analisi statica non lineare, la cinematica lineare e non lineare e quello che realmente si è verificato a causa del sisma. Si riportano sotto gli stati di danneggiamento ultimi per l'analisi pushover:

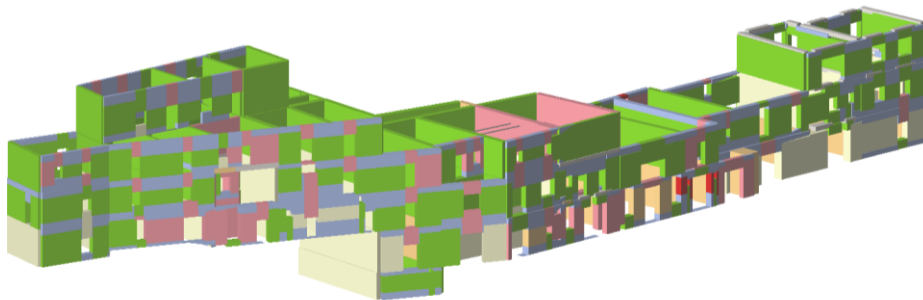
### +X Masse



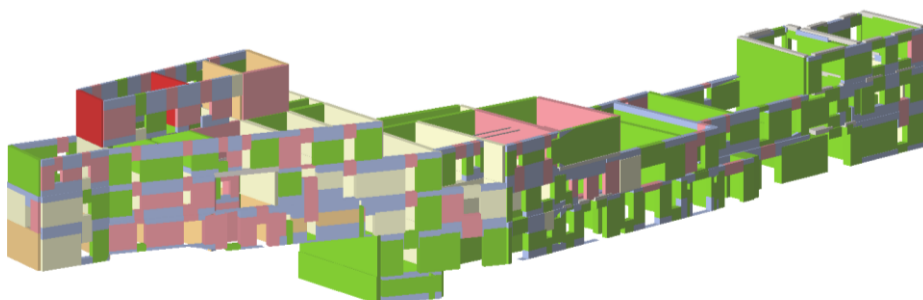
### +X 1° Modo



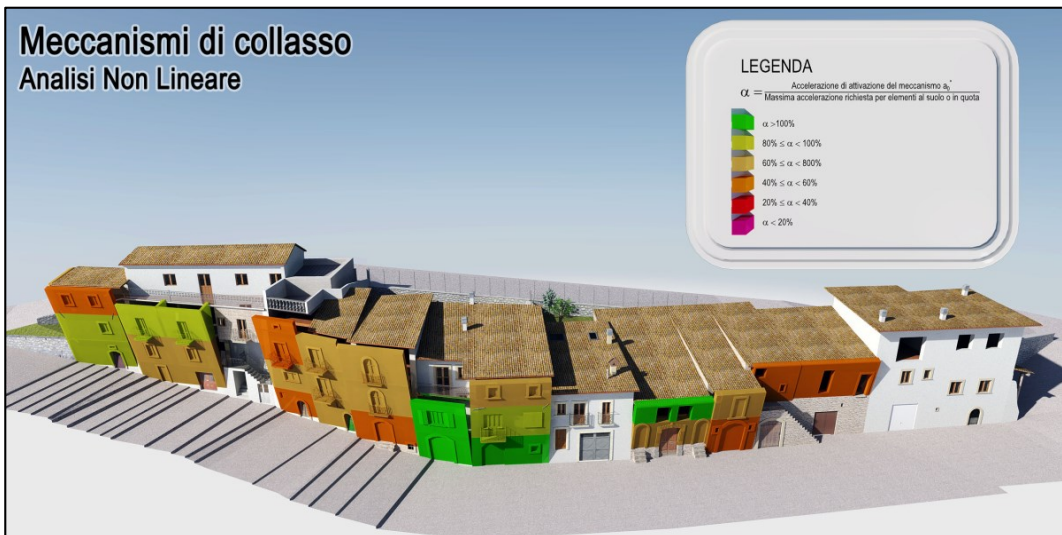
### +Y Masse



### +Y 1° Modo



Si riportano sotto i possibili meccanismi di collasso tramite analisi cinematica lineare e non lineare.



Dall'analisi emerge che dell'US1 ha diverse carenze strutturali sia nel piano che fuori piano, dall'analisi pushover si notano svariati pannelli murari danneggiati, mentre dai meccanismi locali si nota una probabile attivazione del meccanismo di ribaltamento dell'ultimo livello, sia sul prospetto frontale che laterale. Dalle foto post sisma si vede come effettivamente si sia verificato il crollo dell'ultimo livello dell'edificio.



L'ultimo livello dell'unità 2 risulta avere forti danni su tutti i muri perimetrali, derivanti da azioni nel piano, mentre non sono presenti meccanismi di ribaltamento. Lo stato di fatto conferma questa ipotesi, su tutti i muri perimetrali sono presenti fessurazioni diagonali passanti. Per quanto riguarda i piani inferiori della stessa unità, il livello di danno è sempre molto elevato sia dall'analisi che dal rilievo, confermando la bontà dei risultati ottenuti.



L'US3 come la 2 presenta dall'analisi un livello di danno molto elevato, anche il fattore di sicurezza sui meccanismi locali è molto basso; dal rilievo post-sisma si vede come la struttura abbia subito un forte danno con molti meccanismi di primo modo (nel piano). Non si è attivato nessun meccanismo fuori piano, indice del fatto che probabilmente l'ammorsamento con le pareti ortogonali e con i solai non è così inadeguato come stimato. Per l'US4 l'analisi globale non ha rilevato particolari danni, dato il forte spessore delle murature, invece tramite l'analisi cinematica il rischio di ribaltamento risulta abbastanza alto. Nella realtà l'edificio non ha subito particolari danni e non si è attivato nessun meccanismo. La chiave di lettura di questa differenza sta probabilmente nella recente ristrutturazione dell'edificio, non sono stati eseguiti interventi di consolidamento sulle pareti, però sono stati rifatti tutti gli intonaci, con rimozione della malta non aderente, sono stati rinforzati anche i solai con l'utilizzo di una soletta di ripartizione ancorata alla muratura. Questi piccoli interventi hanno migliorato sensibilmente le caratteristiche dei pannelli e creato una monoliticità della struttura che ha impedito l'attivazione di meccanismi di collasso.

Nell'US5 i danni rilevati e stimati sono compatibili, si registrano soprattutto danni nel piano dei pannelli, con fessure prevalentemente non passanti. L'US6 come descritto nel §3.4 è stata ristrutturata recentemente con interventi anche sulle strutture, infatti non ha subito danni derivanti dal sisma, ad eccezioni di alcune lesioni superficiali agli incroci dei muri.

Le unità dalla 7 alla 10 versavano in pessimo stato di conservazione, e i danni sono stati ingenti. L'analisi cinematica ha previsto il ribaltamento delle facciate delle US9 e 10, fatto che si è realmente verificato, anche nell'US8 vi è un principio di ribaltamento della facciata, infatti il fattore di sicurezza presente è molto basso. Questa sequenza di crolli ha portato al collasso a catena delle intere unità 9 e 10 e dell'ultimo livello della 8, la gravità dei danni subiti è comunque imputabile in buona parte all'età delle strutture e alle bassissime caratteristiche di resistenza dei materiali.





L'unità 11 presenta un basso livello di danno, l'unica parete danneggiata è stata quella a confine con l'US10, che durante il crollo ha provocato la disgregazione di parte del pannello murario. Il resto della struttura ha subito solo alcune fisiologiche lesioni, merito degli interventi di rinforzo applicati ante-sisma. Anche l'analisi globale non ha rilevato danni troppo elevati.

Dal confronto di tutti questi casi emerge come probabilmente l'intensità dell'evento sismico del 6 aprile 2009 è stata paragonabile, alla richiesta sismica per edifici ordinari pretesa dalla normativa. I danni stimati tramite le varie analisi sono compatibili con lo stato di danneggiamento effettivo rilevato in sito.

## 8 CONCLUSIONI

---

Con la presente trattazione mi ero proposto di analizzare nel dettaglio la risposta sismica di un aggregato molto esteso, come si presenta il 18-163. L'analisi ha preso inizio dal rilievo geometrico e dai quadri fessurativi eseguiti durante il periodo di tirocinio. Dai dati acquisiti è subito emerso come fossero numerose le carenze dell'edificato:

- Le strutture portanti erano realizzate per lo più con materiali poveri e in cattivo stato di conservazione, quali pietrame di scarsa qualità e blocchi in calcestruzzo.
- L'età unita alla scarsa resistenza dei leganti utilizzati hanno minato profondamente la resistenza dei pannelli murari, i quali nella maggior parte dei casi non hanno reagito in modo monolitico ma si sono disgregati sotto l'azione sismica.
- L'assenza in molte strutture di corretti ammorsamenti tra le pareti e di elementi di piano sufficientemente rigidi per ripartire le azioni orizzontali ha favorito effetti locali, limitando un comportamento resistente globale.

Le verifiche statiche hanno subito messo in luce come le carenze intuite nella fase di rilievo fossero realmente presenti, molti pannelli murari non hanno passato le verifiche di resistenza per carichi verticali, complice appunto la scarsa qualità attribuita ai materiali. Una caratteristica comune di molti edifici dell'aggregato e anche di tutto il borgo è la massiccia presenza di pannelli controterra, a causa della morfologia del terreno e del modo in cui è avvenuta l'espansione del borgo. Nel §5.2 si è affrontato il problema focalizzando l'attenzione su una singola unità strutturale, ma cercando di suggerire un iter di verifica e di intervento applicabile a qualsiasi caso. Nella circostanza particolare le verifiche allo stato di fatto non sono risultate soddisfatte e si è dovuto procedere al rinforzo dei pannelli con intonaco armato.

Le verifiche sismiche sono iniziate con una indagine sulla possibile attivazione di meccanismi locali di collasso, utilizzando l'analisi cinematica con approccio lineare e non lineare. A causa dell'elevata richiesta sismica, dovuta sia a fattori geografici che a amplificazioni locali dovute al tipo di terreno e alla posizione collinare la maggior parte delle verifiche non risultano soddisfatte. Con analisi lineare il 97% dei pannelli ha una capacità inferiore alla richiesta, mentre con analisi non lineare si scende all'85%. La capacità media rispetto al valore richiesto è del 54% per approccio lineare e del 72% con quello non lineare. Il minore coefficiente di sicurezza, richiesto dalla normativa, sull'approccio non lineare, porta a risultati meno punitivi, a prezzo di un'analisi più complessa; inoltre con questa metodologia di calcolo si ottengono spostamenti in

sommità dei pannelli molto elevati, perciò anche se l'analisi può risultare soddisfatta si deve porre attenzione a possibili effetti correlati che possono pregiudicarne la validità, come ad esempio lo sfilamento dei solai.

L'analisi si è poi spostata sul comportamento globale dell'aggregato, concentrandosi su alcuni problemi comuni a questo tipo di edifici. Si è utilizzata un'analisi statica non lineare, chiamata anche push-over per valutare la capacità resistente della struttura e si sono affrontati nello specifico due problemi tuttora aperti nell'ambito di ricerca e sui quali la normativa non dà indicazioni precise, ovvero la scelta e l'influenza del nodo di controllo e la determinazione dell'unità minima di intervento.

Il posizionamento del nodo di controllo può condizionare la validità dei risultati ottenuti, la scelta diventa particolarmente sensibile quando si ha che fare con aggregati di grandi dimensioni e con solai flessibili, in questi casi l'esito delle analisi può essere fortemente condizionato da questa scelta. Abbiamo visto come il posizionamento su zone "forti" dell'aggregato, porti l'analisi a proseguire fino a livelli in cui buona parte delle unità strutturali ha subito notevoli danni, e come in questo caso l'analisi tenda a perdere precisione numerica, a causa dell'eccessiva differenza di rigidità e perciò di spostamento tra la zona sottoposta a controllo e il resto delle unità. Abbiamo anche visto come sia conveniente la scissione tra nodo di controllo e nodo "target", utilizzato per la graficizzazione della curva e determinazione dei successivi parametri di verifica. Il problema non ha una soluzione univoca, ma con particolari accorgimenti è possibile ottenere un livello di attendibilità dei risultati molto elevato. L'errore più comune è sicuramente l'utilizzo di un singolo nodo di controllo per tutte le direzioni di analisi e tutte le forme di carico. Per un risultato affidabile è necessario ripetere l'analisi con diversi nodi di controllo e osservando la variazione di risposta sceglierne i più stabili, dopodiché facendo variare il nodo "target" su porzioni differenti di aggregato valutarne la capacità relativamente al settore di competenza. Il processo in mancanza di processi automatizzati da software di calcolo è sicuramente dispendioso, ma indispensabile per la validità dello studio.

Il secondo problema affrontato è stato la determinazione dell'unità minima di analisi e di intervento, problema molto comune nella pratica professionale quando si debba intervenire in porzioni limitate di aggregati complessi. Lo studio si è proposto di capire se fosse possibile determinare quella porzione di analisi oltre la quale un successivo incremento di unità computate non porti a variazioni sostanziali sul risultato. Sono state considerate due unità una interna (US5) e una di estremità (US1) e si sono effettuati diversi studi pushover facendo incrementare la porzione modellata. I risultati sono stati molto variabili rendendo difficoltosa la scelta di una unica unità minima di intervento

per tutte le direzioni di carico. In alcuni casi l'affiancamento di unità nell'analisi ha portato a effetti benefici portando a un incremento di rigidezza e resistenza, grazie a una migliore distribuzione dei carichi. In altri casi viceversa l'incremento di massa non è stato accompagnato da un equivalente incremento di resistenza, portando perciò a un peggioramento delle condizioni di verifica. Il dettaglio dei risultati è stato riportato nei paragrafi da §7.5.5 a §7.5.7, anche in questo caso la complessità dell'aggregato con le sue variazioni di quota di fondazioni, di piani e di materiali ha reso difficoltoso esprimere una valutazione univoca, ma è stato mostrato tuttavia che esistono delle tendenze di comportamento per ogni particolare condizione di analisi.

Il lavoro di tesi è proseguito riportando i risultati dell'analisi globale, alla luce di tutte le limitazioni che questa può avere per aggregati così complessi. Infine si è effettuato un confronto tra lo stato di danneggiamento post-sisma e il livello di danno emerso da tutto l'impianto di verifica. Si notano interessanti analogie da questo raffronto, segno che la modellazione è riuscita a cogliere il comportamento reale che ha avuto l'aggregato nel corso dell'evento sismico del 6 aprile 2009.

# Allegati di calcolo

**ALLEGATO 1: VERIFICHE PER CARICHI VERTICALI***Parete : 1*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
9	300	50	6,000	0,179	0,078	0,139	Sì
8	300	50	6,000	0,178	0,078	0,139	Sì
7	320	50	6,400	0,129	0,057	0,104	Sì
12	295	40	7,375	0,185	0,071	0,118	Sì
11	295	40	7,375	0,086	0,039	0,071	Sì
10	295	40	7,375	0,167	0,054	0,086	Sì
6	320	50	6,400	0,124	0,056	0,104	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
9	109	0,505	104	1,046	130	0,707	146	0,887	150	0,583	121	1,242	No
8	250	0,508	234	1,065	295	0,708	327	0,903	340	0,584	270	1,262	No
7	136	0,595	110	1,228	159	0,762	142	1,123	183	0,642	119	1,530	No
12	39	0,465	77	0,510	55	0,700	116	0,477	71	0,595	98	0,724	Sì
11	41	0,658	117	0,352	50	0,800	142	0,351	59	0,700	124	0,472	Sì
10	13	0,502	57	0,238	24	0,751	85	0,288	35	0,657	74	0,477	Sì
6	400	0,604	269	1,487	456	0,765	341	1,339	513	0,643	286	1,791	No

*Parete : 2*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
54	320	60	5,333	0,108	0,053	0,104	Sì
53	320	60	5,333	0,107	0,052	0,103	Sì
52	320	60	5,333	0,122	0,057	0,106	Sì
55	320	60	5,333	0,106	0,052	0,103	Sì
58	320	50	6,400	0,164	0,069	0,120	Sì
57	320	60	5,333	0,114	0,047	0,082	Sì
56	320	60	5,333	0,127	0,058	0,106	Sì
51	320	70	4,571	0,107	0,051	0,096	Sì
46	320	70	4,571	0,113	0,054	0,103	Sì
45	340	50	6,800	0,143	0,063	0,114	Sì
44	340	50	6,800	0,158	0,071	0,130	Sì
47	320	70	4,571	0,090	0,043	0,082	Sì
50	320	70	4,571	0,133	0,060	0,109	Sì
49	320	70	4,571	0,102	0,046	0,085	Sì
48	320	70	4,571	0,091	0,043	0,083	Sì
59	320	50	6,400	0,166	0,066	0,112	Sì
70	295	30	9,833	0,322	0,150	0,280	Sì
69	295	30	9,833	0,226	0,110	0,213	Sì
68	295	30	9,833	0,266	0,123	0,228	Sì
71	295	30	9,833	0,590	0,294	0,386	No
74	295	50	5,900	0,304	0,089	0,132	Sì
73	295	50	5,900	0,282	0,109	0,181	Sì

72	295	50	5,900	0,255	0,081	0,123	Si
67	295	30	9,833	0,216	0,094	0,167	Si
62	300	45	6,667	0,060	0,033	0,056	Si
61	300	45	6,667	0,136	0,066	0,127	Si
60	300	45	6,667	0,135	0,064	0,121	Si
63	300	60	5,000	0,089	0,041	0,077	Si
66	300	60	5,000	0,245	0,074	0,111	Si
65	300	60	5,000	0,112	0,049	0,087	Si
64	300	60	5,000	0,114	0,055	0,105	Si
40	220	80	2,750	0,014	0,014	0,014	Si
43	340	65	5,231	0,113	0,051	0,093	Si
42	340	65	5,231	0,121	0,053	0,095	Si
41	220	80	2,750	0,014	0,014	0,014	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
54	1.118	0,656	335	3,336	1.146	0,798	408	2,812	1.174	0,664	339	3,463	No
53	301	0,657	111	2,703	310	0,799	135	2,292	320	0,666	113	2,834	No
52	85	0,630	55	1,551	94	0,786	69	1,361	102	0,659	58	1,766	No
55	35	0,660	9	3,783	36	0,801	11	3,188	37	0,666	9	3,912	No
58	103	0,527	123	0,840	129	0,727	170	0,763	155	0,612	143	1,088	No
57	141	0,644	193	0,730	181	0,816	244	0,743	221	0,707	211	1,048	No
56	269	0,620	235	1,142	304	0,783	297	1,022	339	0,660	250	1,354	No
51	172	0,667	155	1,109	185	0,815	189	0,977	198	0,688	160	1,237	No
46	407	0,655	402	1,012	434	0,805	493	0,880	461	0,676	414	1,113	No
45	186	0,559	129	1,435	220	0,736	170	1,290	254	0,615	142	1,783	No
44	198	0,531	106	1,867	228	0,712	142	1,599	257	0,585	117	2,197	No
47	442	0,700	569	0,776	474	0,839	683	0,694	506	0,718	584	0,866	Si
50	125	0,618	217	0,576	142	0,786	275	0,515	159	0,663	232	0,684	Si
49	117	0,677	176	0,666	133	0,829	215	0,619	150	0,710	185	0,810	Si
48	155	0,699	152	1,022	166	0,838	182	0,910	176	0,715	155	1,134	No
59	86	0,523	136	0,635	115	0,735	191	0,604	144	0,627	163	0,886	Si
70	40	0,171	23	1,737	43	0,486	65	0,665	47	0,231	31	1,516	No
69	166	0,326	80	2,087	173	0,563	138	1,256	180	0,354	87	2,074	No
68	135	0,250	98	1,378	149	0,538	210	0,710	164	0,322	126	1,304	No
71	22	0,000	n/d	n/d	22	0,211	53	0,411	35	0,000	n/d	n/d	No
74	39	0,291	77	0,509	72	0,681	180	0,401	105	0,599	158	0,663	Si
73	87	0,322	100	0,869	116	0,642	199	0,582	145	0,504	156	0,926	Si
72	39	0,362	80	0,487	67	0,700	156	0,429	95	0,616	137	0,690	Si
67	54	0,346	76	0,709	65	0,594	131	0,501	77	0,453	100	0,771	Si
62	163	0,748	229	0,710	176	0,831	255	0,692	189	0,760	233	0,813	Si
61	322	0,576	338	0,953	337	0,731	429	0,785	351	0,592	348	1,011	No
60	181	0,577	191	0,950	196	0,737	243	0,803	210	0,604	200	1,052	No
63	231	0,700	196	1,179	257	0,842	235	1,091	283	0,730	204	1,387	No
66	49	0,401	120	0,412	88	0,738	221	0,398	126	0,657	196	0,643	Si
65	300	0,656	402	0,745	359	0,818	502	0,716	419	0,703	431	0,972	Si
64	354	0,651	206	1,718	376	0,800	253	1,482	397	0,669	212	1,871	No

40	12	0,941	721	0,017	54	0,941	721	0,075	105	0,941	721	0,146	Si
43	282	0,648	189	1,494	324	0,806	235	1,377	365	0,686	200	1,826	No
42	208	0,632	179	1,164	249	0,800	227	1,098	289	0,683	193	1,493	No
41	0	0,941	108	n/d	0	0,941	108	n/d	8	0,941	108	0,071	No

## Parete : 3

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
111	340	60	5,667	0,028	0,028	0,028	Si
110	340	60	5,667	0,226	0,109	0,209	Si
109	340	60	5,667	0,263	0,127	0,246	Si
114	320	50	6,400	0,154	0,059	0,098	Si
113	340	40	8,500	0,043	0,043	0,043	Si
112	340	40	8,500	0,043	0,043	0,043	Si
108	340	60	5,667	0,249	0,121	0,236	Si
104	340	55	6,182	0,236	0,104	0,187	Si
103	340	55	6,182	0,031	0,031	0,031	Si
102	340	55	6,182	0,194	0,087	0,157	Si
107	340	60	5,667	0,223	0,097	0,173	Si
106	340	60	5,667	0,227	0,095	0,166	Si
105	340	60	5,667	0,238	0,095	0,161	Si
124	320	50	6,400	0,134	0,036	0,057	Si
123	320	50	6,400	0,231	0,059	0,087	Si
122	320	60	5,333	0,106	0,037	0,060	Si
127	300	50	6,000	0,418	0,079	0,107	No
126	300	50	6,000	0,101	0,042	0,073	Si
125	300	50	6,000	0,306	0,112	0,179	Si
121	320	60	5,333	0,103	0,034	0,054	Si
117	320	35	9,143	0,164	0,078	0,149	Si
116	320	50	6,400	0,134	0,056	0,099	Si
115	320	50	6,400	0,121	0,055	0,103	Si
120	320	35	9,143	0,137	0,061	0,111	Si
119	320	35	9,143	0,120	0,056	0,105	Si
118	320	35	9,143	0,046	0,046	0,046	Si
101	340	70	4,857	0,153	0,068	0,122	Si
100	340	70	4,857	0,110	0,052	0,100	Si
99	340	70	4,857	0,137	0,059	0,105	Si
98	300	35	8,571	0,303	0,068	0,099	Si

Maschio	Superiore			Centrale			Inferiore			Verificato			
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd		$\Phi$	Nr	Nd/Nr
111	51	0,867	34	1,505	55	0,867	34	1,615	58	0,867	34	1,725	No
110	83	0,420	20	4,093	87	0,648	31	2,780	91	0,454	22	4,150	No
109	100	0,355	17	5,947	104	0,613	29	3,583	107	0,381	18	5,967	No
114	24	0,547	39	0,606	33	0,757	54	0,620	43	0,653	46	0,930	Si
113	44	0,764	89	0,489	61	0,764	89	0,683	78	0,764	89	0,876	Si
112	53	0,764	59	0,899	65	0,764	59	1,092	76	0,764	59	1,286	No



108	228	0,375	38	5,926	235	0,624	64	3,677	242	0,401	41	5,898	No
104	241	0,390	175	1,373	279	0,647	291	0,957	317	0,486	219	1,445	No
103	190	0,848	292	0,652	212	0,848	292	0,725	233	0,848	292	0,798	Sì
102	94	0,471	91	1,031	108	0,680	131	0,822	122	0,546	105	1,158	No
107	150	0,428	86	1,746	175	0,670	134	1,305	201	0,525	105	1,912	No
106	105	0,419	77	1,376	129	0,674	123	1,047	152	0,539	98	1,548	No
105	33	0,398	27	1,217	43	0,674	46	0,927	53	0,548	38	1,396	No
124	15	0,585	105	0,142	38	0,827	148	0,253	60	0,762	137	0,440	Sì
123	17	0,395	70	0,247	40	0,756	134	0,296	62	0,674	119	0,519	Sì
122	63	0,661	215	0,291	105	0,848	276	0,381	147	0,776	252	0,584	Sì
127	6	0,000	n/d	n/d	17	0,702	85	0,206	29	0,644	78	0,375	No
126	43	0,657	201	0,213	57	0,819	250	0,227	71	0,724	221	0,321	Sì
125	29	0,286	36	0,796	41	0,635	80	0,510	53	0,506	64	0,832	Sì
121	51	0,666	228	0,222	95	0,858	293	0,324	140	0,794	271	0,515	Sì
117	58	0,472	46	1,264	62	0,643	63	0,994	66	0,501	49	1,363	No
116	31	0,585	42	0,736	38	0,765	54	0,709	46	0,652	46	1,003	No
115	151	0,610	130	1,162	170	0,768	163	1,038	189	0,644	137	1,375	No
120	58	0,524	107	0,539	69	0,695	142	0,488	81	0,574	117	0,688	Sì
119	56	0,557	101	0,552	63	0,711	129	0,488	70	0,586	107	0,658	Sì
118	73	0,741	62	1,164	75	0,741	62	1,204	78	0,741	62	1,244	No
101	109	0,578	99	1,104	126	0,759	130	0,969	143	0,636	109	1,312	No
100	357	0,660	229	1,559	381	0,807	280	1,359	405	0,679	236	1,717	No
99	48	0,609	39	1,220	57	0,786	51	1,128	67	0,669	43	1,540	No
98	30	0,228	199	0,151	84	0,686	598	0,141	138	0,608	530	0,261	Sì

## Parete : 4

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
130	320	50	6,400	0,502	0,058	0,074	No
129	340	150	2,267	0,259	0,088	0,136	Sì
128	340	80	4,250	0,252	0,091	0,145	Sì

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
130	33	0,000	n/d	n/d	185	0,761	877	0,210	365	0,711	819	0,446	No
129	259	0,405	312	0,830	387	0,717	553	0,701	516	0,629	485	1,064	No
128	817	0,395	834	0,979	1.169	0,700	1.477	0,792	1.521	0,597	1.261	1,207	No

## Parete : 5

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
160	320	50	6,400	0,150	0,048	0,075	Sì
159	340	60	5,667	0,153	0,070	0,130	Sì
161	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Sì
163	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Sì
162	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Sì

158	340	60	5,667	0,156	0,072	0,134	Si
154	340	80	4,250	0,024	0,021	0,023	Si
153	340	80	4,250	0,228	0,096	0,166	Si
155	340	80	4,250	0,038	0,021	0,032	Si
157	340	80	4,250	0,111	0,049	0,087	Si
156	340	80	4,250	0,038	0,021	0,034	Si
171	300	45	6,667	0,033	0,033	0,033	Si
170	320	60	5,333	0,027	0,027	0,027	Si
172	300	45	6,667	0,033	0,033	0,033	Si
174	300	45	6,667	0,033	0,033	0,033	Si
173	300	45	6,667	0,033	0,033	0,033	Si
169	320	60	5,333	0,027	0,027	0,027	Si
165	320	45	7,111	0,036	0,036	0,036	Si
164	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
166	320	45	7,111	0,036	0,036	0,036	Si
168	320	60	5,333	0,027	0,027	0,027	Si
167	320	45	7,111	0,036	0,036	0,036	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
160	9	0,555	32	0,264	16	0,792	46	0,343	23	0,707	41	0,563	Si
159	298	0,562	248	1,198	332	0,738	326	1,020	367	0,608	269	1,367	No
161	53	0,840	171	0,312	66	0,840	171	0,388	79	0,840	171	0,465	Si
163	46	0,840	265	0,172	82	0,840	265	0,309	118	0,840	265	0,445	Si
162	73	0,840	340	0,215	104	0,840	340	0,305	135	0,840	340	0,396	Si
158	684	0,558	499	1,371	755	0,732	655	1,152	825	0,599	536	1,538	No
154	418	0,899	685	0,609	508	0,908	692	0,734	598	0,902	688	0,870	Si
153	80	0,439	51	1,584	98	0,690	80	1,221	115	0,556	64	1,781	No
155	340	0,855	535	0,636	431	0,908	568	0,759	522	0,874	546	0,956	Si
157	211	0,661	253	0,835	250	0,822	315	0,793	288	0,707	271	1,064	No
156	354	0,857	496	0,715	412	0,908	526	0,785	470	0,869	503	0,935	Si
171	75	0,831	680	0,111	92	0,831	680	0,136	109	0,831	680	0,161	Si
170	167	0,880	330	0,507	194	0,880	330	0,588	221	0,880	330	0,670	Si
172	66	0,831	1.407	0,047	91	0,831	1.407	0,064	115	0,831	1.407	0,082	Si
174	25	0,831	687	0,036	39	0,831	687	0,057	53	0,831	687	0,078	Si
173	39	0,831	623	0,062	47	0,831	623	0,075	55	0,831	623	0,089	Si
169	176	0,880	342	0,515	191	0,880	342	0,559	207	0,880	342	0,604	Si
165	190	0,814	310	0,613	207	0,814	310	0,668	224	0,814	310	0,724	Si
164	42	0,840	89	0,475	57	0,840	89	0,639	71	0,840	89	0,804	Si
166	115	0,814	170	0,676	119	0,814	170	0,702	123	0,814	170	0,728	Si
168	108	0,880	289	0,375	132	0,880	289	0,457	156	0,880	289	0,539	Si
167	50	0,814	97	0,521	55	0,814	97	0,572	60	0,814	97	0,624	Si

## Parete : 6

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
177	320	60	5,333	0,162	0,057	0,091	Si

178	320	60	5,333	0,156	0,066	0,116	Si
175	340	60	5,667	0,159	0,064	0,109	Si
176	300	45	6,667	0,296	0,065	0,093	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
177	167	0,553	579	0,288	259	0,786	823	0,314	351	0,689	721	0,486	Si
178	64	0,564	93	0,689	79	0,757	125	0,629	93	0,641	106	0,880	Si
175	388	0,551	590	0,657	507	0,756	810	0,626	626	0,647	693	0,904	Si
176	50	0,284	1.037	0,048	135	0,732	2.674	0,050	220	0,658	2.403	0,092	Si

## Parete : 7

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
182	300	45	6,667	0,165	0,063	0,105	Si
183	300	45	6,667	0,047	0,033	0,041	Si
184	300	45	6,667	0,151	0,060	0,102	Si
181	320	60	5,333	0,119	0,049	0,086	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
182	33	0,520	424	0,078	47	0,739	602	0,078	61	0,635	517	0,117	Si
183	48	0,790	1.190	0,040	63	0,831	1.251	0,051	79	0,806	1.214	0,065	Si
184	10	0,547	109	0,087	13	0,748	150	0,086	16	0,640	128	0,127	Si
181	575	0,635	993	0,580	739	0,809	1.265	0,584	903	0,699	1.093	0,826	Si

## Parete : 8

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
189	320	60	5,333	0,203	0,067	0,104	Si
190	300	45	6,667	0,157	0,059	0,097	Si
191	300	45	6,667	0,251	0,074	0,110	Si
188	320	80	4,000	0,121	0,038	0,059	Si
186	340	80	4,250	0,125	0,052	0,090	Si
187	340	60	5,667	0,178	0,067	0,110	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
189	203	0,473	588	0,345	333	0,754	937	0,355	463	0,664	825	0,561	Si
190	9	0,535	116	0,081	14	0,753	163	0,084	18	0,651	141	0,129	Si
191	81	0,348	1.261	0,064	155	0,707	2.561	0,061	229	0,625	2.264	0,101	Si
188	92	0,644	443	0,207	164	0,856	589	0,278	236	0,791	544	0,434	Si
186	301	0,636	438	0,688	378	0,813	559	0,675	454	0,702	483	0,940	Si
187	330	0,515	426	0,774	468	0,748	619	0,756	606	0,646	535	1,133	No

## Parete : 9

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
198	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
197	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
200	300	45	6,667	0,033	0,033	0,033	Si
199	300	45	6,667	0,033	0,033	0,033	Si
196	320	80	4,000	0,020	0,020	0,020	Si
195	340	80	4,250	0,021	0,021	0,021	Si
194	340	80	4,250	0,021	0,021	0,021	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
198	142	0,840	355	0,400	186	0,840	355	0,523	229	0,840	355	0,646	Si
197	44	0,840	462	0,095	101	0,840	462	0,218	157	0,840	462	0,340	Si
200	9	0,831	125	0,070	11	0,831	125	0,090	14	0,831	125	0,110	Si
199	90	0,831	1.667	0,054	124	0,831	1.667	0,074	157	0,831	1.667	0,094	Si
196	220	0,914	1.389	0,158	379	0,914	1.389	0,273	538	0,914	1.389	0,387	Si
195	661	0,908	1.381	0,479	831	0,908	1.381	0,601	1.000	0,908	1.381	0,724	Si
194	641	0,908	1.557	0,412	927	0,908	1.557	0,595	1.213	0,908	1.557	0,779	Si

## Parete : 10

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
210	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
209	340	50	6,800	0,078	0,034	0,060	Si
208	340	50	6,800	0,156	0,065	0,113	Si
211	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
214	320	50	6,400	0,302	0,046	0,065	Si
213	320	50	6,400	0,125	0,050	0,087	Si
212	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si
207	340	50	6,800	0,096	0,040	0,071	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
210	29	0,840	243	0,121	59	0,840	243	0,243	89	0,840	243	0,366	Si
209	20	0,691	30	0,661	27	0,826	36	0,744	34	0,746	32	1,034	No
208	40	0,535	40	1,006	51	0,731	55	0,937	62	0,617	46	1,348	No
211	9	0,840	61	0,150	13	0,840	61	0,208	16	0,840	61	0,267	Si
214	10	0,282	90	0,113	46	0,798	255	0,181	82	0,737	236	0,349	Si
213	57	0,603	171	0,332	76	0,784	223	0,343	96	0,675	192	0,500	Si
212	71	0,840	404	0,176	99	0,840	404	0,246	128	0,840	404	0,316	Si
207	430	0,649	595	0,723	575	0,806	739	0,778	719	0,711	652	1,104	No

## Parete : 11

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
218	320	55	5,818	0,120	0,047	0,081	Si
219	300	55	5,455	0,527	0,041	0,055	No
217	320	55	5,818	0,362	0,059	0,079	No
215	340	55	6,182	0,222	0,081	0,130	Si
216	340	55	6,182	0,184	0,082	0,149	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
218	486	0,624	1.816	0,268	669	0,805	2.343	0,286	852	0,701	2.042	0,417	Si
219	18	0,000	n/d	n/d	167	0,832	2.422	0,069	339	0,790	2.301	0,147	No
217	16	0,000	n/d	n/d	60	0,771	230	0,262	107	0,708	211	0,507	No
215	107	0,416	124	0,860	156	0,694	207	0,756	206	0,597	178	1,159	No
216	1.304	0,492	1.432	0,910	1.498	0,690	2.009	0,746	1.692	0,560	1.632	1,037	No

## Parete : 12

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
236	295	30	9,833	0,362	0,125	0,198	No
237	295	60	4,917	0,025	0,025	0,025	Si
238	375	45	8,333	0,042	0,042	0,042	Si
233	300	60	5,000	0,025	0,025	0,025	Si
234	300	50	6,000	0,499	0,094	0,110	No
235	300	50	6,000	0,530	0,070	0,083	No
242	375	30	12,500	0,290	0,130	0,238	Si
243	375	30	12,500	0,310	0,141	0,259	Si
244	375	30	12,500	0,275	0,127	0,237	Si
239	300	40	7,500	0,070	0,038	0,067	Si
240	300	40	7,500	0,059	0,038	0,056	Si
241	375	30	12,500	0,414	0,142	0,224	No
232	320	80	4,000	0,133	0,051	0,083	Si
225	220	80	2,750	0,014	0,014	0,014	Si
229	320	60	5,333	0,119	0,050	0,088	Si
230	320	70	4,571	0,182	0,056	0,086	Si
231	320	80	4,000	0,158	0,040	0,059	Si
226	340	80	4,250	0,056	0,023	0,041	Si
227	340	80	4,250	0,159	0,071	0,128	Si
228	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
236	65	0,000	n/d	n/d	101	0,533	314	0,322	137	0,386	228	0,601	No
237	180	0,894	1.084	0,166	356	0,894	1.084	0,328	531	0,894	1.084	0,490	Si
238	25	0,770	383	0,065	113	0,770	383	0,296	205	0,770	383	0,535	Si
233	338	0,892	1.723	0,196	622	0,892	1.723	0,361	907	0,892	1.723	0,526	Si

234	64	0,000	n/d	n/d	190	0,670	840	0,226	374	0,639	801	0,467	No
235	23	0,000	n/d	n/d	105	0,731	1.382	0,076	216	0,690	1.304	0,166	No
242	48	0,000	n/d	n/d	56	0,455	101	0,551	63	0,244	54	1,160	No
243	63	0,000	n/d	n/d	71	0,435	110	0,640	79	0,000	n/d	n/d	No
244	64	0,000	n/d	n/d	71	0,461	102	0,700	78	0,246	54	1,440	No
239	57	0,700	47	1,220	60	0,800	53	1,129	63	0,710	47	1,343	No
240	49	0,735	46	1,069	52	0,800	50	1,044	55	0,743	46	1,192	No
241	29	0,000	n/d	n/d	46	0,432	147	0,314	63	0,271	92	0,686	No
232	488	0,622	1.882	0,260	678	0,818	2.474	0,274	868	0,716	2.165	0,401	Si
225	18	0,941	902	0,020	71	0,941	902	0,079	175	0,941	902	0,194	Si
229	780	0,636	771	1,012	970	0,806	978	0,992	1.161	0,693	841	1,380	No
230	172	0,524	440	0,390	303	0,797	668	0,454	435	0,708	594	0,732	Si
231	244	0,574	1.151	0,212	559	0,851	1.707	0,327	874	0,793	1.591	0,549	Si
226	1.372	0,799	2.370	0,579	1.867	0,901	2.672	0,699	2.361	0,845	2.505	0,943	Si
227	1.392	0,571	1.728	0,806	1.594	0,754	2.281	0,699	1.796	0,630	1.905	0,942	Si
228	200	0,840	260	0,769	221	0,840	260	0,848	241	0,840	260	0,927	Si

## Parete : 13

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
247	300	50	6,000	0,030	0,030	0,030	Si
248	300	50	6,000	0,030	0,030	0,030	Si
245	320	50	6,400	0,147	0,064	0,115	Si
246	295	40	7,375	0,537	0,059	0,080	No

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
247	60	0,855	131	0,462	80	0,855	131	0,608	99	0,855	131	0,755	Si
248	182	0,855	312	0,582	227	0,855	312	0,729	273	0,855	312	0,876	Si
245	492	0,561	353	1,396	586	0,741	466	1,257	680	0,622	391	1,741	No
246	13	0,000	n/d	n/d	82	0,738	371	0,221	155	0,674	339	0,457	No

## Parete : 14

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
252	295	40	7,375	0,037	0,037	0,037	Si
253	295	40	7,375	0,037	0,037	0,037	Si
251	300	50	6,000	0,171	0,067	0,112	Si
250	320	50	6,400	0,032	0,032	0,032	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
252	44	0,805	330	0,133	94	0,805	330	0,286	145	0,805	330	0,439	Si
253	32	0,805	77	0,412	44	0,805	77	0,565	55	0,805	77	0,719	Si
251	311	0,521	394	0,790	422	0,740	560	0,754	533	0,634	480	1,112	No
250	554	0,840	635	0,871	667	0,840	635	1,050	780	0,840	635	1,228	No

## Parete : 15

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
268	375	30	12,500	0,364	0,144	0,242	No
269	375	30	12,500	0,319	0,143	0,261	Si
267	295	70	4,214	0,021	0,021	0,021	Si
265	295	45	6,556	0,034	0,033	0,034	Si
266	295	45	6,556	0,173	0,057	0,091	Si
270	375	30	12,500	0,322	0,146	0,267	Si
274	375	45	8,333	0,249	0,070	0,107	Si
275	375	45	8,333	0,208	0,059	0,091	Si
273	375	30	12,500	0,250	0,115	0,214	Si
271	375	30	12,500	0,328	0,150	0,278	Si
272	375	30	12,500	0,307	0,143	0,267	Si
263	300	45	6,667	0,109	0,049	0,089	Si
264	300	70	4,286	0,097	0,042	0,074	Si
262	300	45	6,667	0,034	0,033	0,034	Si
260	320	70	4,571	0,081	0,036	0,067	Si
261	320	70	4,571	0,108	0,044	0,077	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\phi$	Nr	Nd/Nr	
268	20	0,000	n/d	n/d	26	0,429	63	0,416	33	0,236	35	0,948	No
269	39	0,000	n/d	n/d	45	0,430	79	0,564	50	0,000	n/d	n/d	No
267	129	0,909	545	0,236	215	0,909	545	0,395	302	0,909	545	0,554	Si
265	595	0,831	1.832	0,325	730	0,835	1.840	0,397	864	0,832	1.834	0,471	Si
266	106	0,506	261	0,404	180	0,759	392	0,460	255	0,664	343	0,743	Si
270	36	0,000	n/d	n/d	41	0,425	67	0,605	46	0,000	n/d	n/d	No
274	9	0,313	20	0,448	18	0,683	43	0,429	28	0,598	37	0,744	Si
275	43	0,398	132	0,324	93	0,718	238	0,392	144	0,629	208	0,690	Si
273	34	0,000	n/d	n/d	38	0,484	43	0,870	42	0,292	26	1,600	No
271	44	0,000	n/d	n/d	49	0,416	70	0,709	55	0,000	n/d	n/d	No
272	39	0,000	n/d	n/d	43	0,431	54	0,801	47	0,000	n/d	n/d	No
263	400	0,626	323	1,237	476	0,783	405	1,177	552	0,667	344	1,604	No
264	402	0,689	413	0,975	491	0,845	506	0,969	579	0,744	446	1,298	No
262	976	0,828	1.826	0,535	1.113	0,831	1.831	0,608	1.249	0,829	1.827	0,684	Si
260	1.066	0,720	971	1,097	1.235	0,859	1.158	1,066	1.403	0,764	1.030	1,362	No
261	512	0,666	624	0,820	659	0,834	781	0,843	806	0,733	687	1,174	No

## Parete : 16

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
282	300	40	7,500	0,117	0,051	0,092	Si
281	300	35	8,571	0,119	0,049	0,086	Si
283	295	50	5,900	0,320	0,085	0,122	Si

285	295	40	7,375	0,037	0,037	0,037	Si
284	295	35	8,429	0,202	0,067	0,106	Si
277	340	65	5,231	0,084	0,034	0,060	Si
276	220	80	2,750	0,014	0,014	0,014	Si
278	320	50	6,400	0,073	0,032	0,050	Si
280	300	50	6,000	0,103	0,035	0,058	Si
279	320	40	8,000	0,040	0,040	0,040	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
282	189	0,596	176	1,074	233	0,759	224	1,037	276	0,644	190	1,452	No
281	58	0,570	448	0,129	80	0,743	584	0,137	102	0,633	498	0,205	Si
283	119	0,268	237	0,502	247	0,690	610	0,405	375	0,619	547	0,686	Si
285	62	0,805	238	0,262	105	0,805	238	0,442	148	0,805	238	0,622	Si
284	46	0,408	97	0,476	81	0,692	165	0,490	115	0,597	142	0,810	Si
277	742	0,705	1.123	0,661	1.008	0,858	1.367	0,737	1.273	0,779	1.241	1,026	No
276	250	0,941	1.843	0,136	462	0,941	1.843	0,251	673	0,941	1.843	0,365	Si
278	209	0,713	631	0,331	348	0,840	744	0,468	487	0,786	695	0,700	Si
280	159	0,652	577	0,276	289	0,839	743	0,390	420	0,769	681	0,617	Si
279	52	0,782	213	0,245	95	0,782	213	0,446	137	0,782	213	0,646	Si

## Parete : 17

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
290	300	60	5,000	0,025	0,025	0,025	Si
291	300	35	8,571	0,133	0,058	0,103	Si
292	300	35	8,571	0,128	0,048	0,082	Si
289	320	60	5,333	0,198	0,057	0,086	Si
287	220	80	2,750	0,170	0,028	0,038	Si
288	340	65	5,231	0,135	0,053	0,089	Si

Maschio	Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	
290	396	0,892	1.322	0,300	615	0,892	1.322	0,465	833	0,892	1.322	0,630	Si
291	55	0,543	306	0,179	68	0,717	403	0,170	82	0,601	338	0,243	Si
292	25	0,552	336	0,074	40	0,745	453	0,087	54	0,642	391	0,139	Si
289	121	0,482	350	0,345	235	0,784	569	0,413	349	0,698	506	0,689	Si
287	37	0,562	543	0,067	134	0,895	866	0,155	238	0,866	837	0,285	Si
288	358	0,605	476	0,753	489	0,800	628	0,779	620	0,694	545	1,137	No

## Parete : 18

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
296	300	55	5,455	0,036	0,027	0,030	Si
297	300	50	6,000	0,030	0,030	0,030	Si
295	300	90	3,333	0,036	0,017	0,022	Si



293	340	90	3,778	0,028	0,019	0,025	Si
294	320	65	4,923	0,039	0,025	0,034	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
296	121	0,848	2.148	0,056	270	0,875	2.217	0,122	419	0,867	2.197	0,191	Si
297	43	0,855	185	0,232	75	0,855	185	0,405	107	0,855	185	0,577	Si
295	43	0,866	929	0,046	106	0,928	995	0,107	169	0,912	978	0,173	Si
293	1.999	0,891	4.649	0,430	2.347	0,918	4.791	0,490	2.695	0,898	4.686	0,575	Si
294	894	0,849	3.199	0,280	1.131	0,894	3.367	0,336	1.368	0,864	3.257	0,420	Si

## Parete : 19

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
300	295	30	9,833	0,053	0,049	0,052	Si
299	300	45	6,667	0,036	0,033	0,035	Si
298	320	45	7,111	0,037	0,036	0,037	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
300	161	0,704	486	0,331	203	0,716	494	0,411	245	0,708	489	0,501	Si
299	342	0,823	853	0,401	406	0,831	860	0,472	471	0,825	855	0,551	Si
298	681	0,809	838	0,813	736	0,814	844	0,872	790	0,810	839	0,943	Si

## Parete : 20

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
304	300	45	6,667	0,122	0,058	0,110	Si
305	300	45	6,667	0,106	0,050	0,095	Si
303	375	30	12,500	0,166	0,063	0,091	Si
301	320	45	7,111	0,039	0,036	0,038	Si
302	295	30	9,833	0,114	0,052	0,096	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
304	92	0,602	86	1,069	100	0,756	108	0,922	107	0,626	89	1,196	No
305	565	0,632	640	0,883	619	0,779	789	0,784	672	0,655	663	1,014	No
303	27	0,387	200	0,136	59	0,603	311	0,189	99	0,530	274	0,361	Si
301	769	0,805	1.050	0,732	855	0,814	1.063	0,805	942	0,807	1.053	0,895	Si
302	269	0,554	482	0,558	322	0,708	616	0,522	375	0,589	513	0,731	Si

## Parete : 21

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
307	300	40	7,500	0,038	0,038	0,038	Si

306	320	50	6,400	0,055	0,032	0,050	Si
-----	-----	----	-------	-------	-------	-------	----

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
307	83	0,800	200	0,418	99	0,800	200	0,496	114	0,800	200	0,573	Si
306	142	0,769	239	0,591	162	0,840	262	0,619	183	0,785	245	0,747	Si

## Parete : 22

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
310	300	40	7,500	0,161	0,076	0,143	Si
311	300	40	7,500	0,348	0,134	0,220	No
309	320	50	6,400	0,100	0,045	0,084	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
310	154	0,511	158	0,969	167	0,684	212	0,788	180	0,546	169	1,065	No
311	12	0,000	n / d	n / d	17	0,563	56	0,298	21	0,391	39	0,541	No
309	279	0,650	441	0,632	324	0,799	543	0,596	369	0,682	463	0,796	Si

## Parete : 23

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
314	295	60	4,917	0,162	0,039	0,058	Si
315	375	30	12,500	0,240	0,063	0,092	Si
312	320	60	5,333	0,051	0,027	0,042	Si
313	300	60	5,000	0,102	0,042	0,072	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
314	134	0,560	814	0,165	345	0,849	1.233	0,279	555	0,790	1.148	0,483	Si
315	26	0,241	91	0,289	89	0,603	227	0,390	158	0,529	199	0,793	Si
312	773	0,805	1.170	0,661	1.001	0,880	1.278	0,783	1.229	0,833	1.210	1,016	No
313	675	0,674	980	0,689	889	0,840	1.220	0,729	1.103	0,745	1.082	1,019	No

## Parete : 24

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
320	295	50	5,900	0,053	0,030	0,037	Si
321	295	45	6,556	0,121	0,041	0,067	Si
322	375	45	8,333	0,423	0,057	0,082	No
319	300	45	6,667	0,107	0,039	0,066	Si
316	320	60	5,333	0,033	0,027	0,031	Si
317	320	80	4,000	0,056	0,025	0,044	Si

318	300	60	5,000	0,138	0,052	0,085	Si
-----	-----	----	-------	-------	-------	-------	----

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
320	91	0,786	582	0,157	199	0,859	636	0,312	306	0,837	620	0,493	Si
321	110	0,606	368	0,299	198	0,810	491	0,403	286	0,730	443	0,646	Si
322	26	0,000	n/d	n/d	138	0,723	439	0,314	250	0,648	393	0,635	No
319	140	0,632	384	0,364	229	0,813	494	0,464	318	0,732	444	0,717	Si
316	563	0,859	763	0,738	703	0,880	781	0,899	842	0,866	769	1,095	No
317	508	0,801	621	0,818	630	0,899	698	0,903	752	0,837	650	1,157	No
318	297	0,605	537	0,552	428	0,809	718	0,595	558	0,707	628	0,890	Si

## Parete : 25

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
323	320	60	5,333	0,118	0,049	0,086	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
323	403	0,637	433	0,931	510	0,809	550	0,927	617	0,698	474	1,300	No

## Parete : 26

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
325	295	40	7,375	0,037	0,037	0,037	Si
324	300	40	7,500	0,038	0,038	0,038	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
325	157	0,805	432	0,364	190	0,805	432	0,439	222	0,805	432	0,515	Si
324	475	0,800	429	1,107	508	0,800	429	1,185	542	0,800	429	1,262	No

## Parete : 27

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
329	320	35	9,143	0,046	0,046	0,046	Si
330	300	50	6,000	0,234	0,063	0,093	Si
331	300	35	8,571	0,043	0,043	0,043	Si
326	220	80	2,750	0,014	0,014	0,014	Si
327	340	65	5,231	0,028	0,026	0,027	Si
328	320	50	6,400	0,033	0,032	0,033	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
329	75	0,741	513	0,146	95	0,741	513	0,186	116	0,741	513	0,227	Si

330	139	0,397	420	0,331	295	0,753	797	0,370	451	0,672	711	0,634	Si
331	22	0,761	527	0,041	41	0,761	527	0,078	61	0,761	527	0,115	Si
326	0	0,941	2.043	n/d	0	0,941	2.043	n/d	234	0,941	2.043	0,115	No
327	1.087	0,878	1.549	0,702	1.381	0,883	1.559	0,886	1.676	0,880	1.553	1,079	No
328	280	0,837	886	0,317	447	0,840	890	0,502	613	0,839	888	0,690	Si

## Parete : 28

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
334	300	50	6,000	0,154	0,042	0,062	Si
333	320	60	5,333	0,041	0,027	0,033	Si
332	340	75	4,533	0,033	0,023	0,029	Si

Maschio	Superiore				Centrale			Inferiore				Verificato	
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
334	123	0,554	697	0,177	286	0,819	1.029	0,278	471	0,755	948	0,497	Si
333	321	0,834	1.258	0,255	558	0,880	1.326	0,421	794	0,861	1.299	0,612	Si
332	993	0,871	1.642	0,605	1.307	0,902	1.700	0,769	1.622	0,883	1.664	0,974	Si

## Parete : 29

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
341	340	70	4,857	0,202	0,086	0,152	Si
340	340	70	4,857	0,163	0,070	0,124	Si
342	300	60	5,000	0,244	0,080	0,123	Si
344	300	60	5,000	0,304	0,116	0,191	Si
343	300	60	5,000	0,125	0,053	0,094	Si
339	320	70	4,571	0,112	0,037	0,060	Si
338	340	70	4,857	0,098	0,040	0,070	Si

Maschio	Superiore				Centrale			Inferiore				Verificato	
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
341	145	0,484	218	0,663	173	0,705	318	0,544	202	0,580	262	0,771	Si
340	302	0,559	512	0,591	360	0,752	688	0,523	418	0,632	579	0,722	Si
342	59	0,402	115	0,511	95	0,720	206	0,461	131	0,634	182	0,723	Si
344	24	0,312	26	0,930	33	0,646	54	0,603	41	0,504	42	0,971	Si
343	34	0,629	68	0,508	42	0,803	86	0,489	50	0,690	74	0,676	Si
339	411	0,657	1.239	0,332	707	0,856	1.613	0,438	1.003	0,787	1.483	0,676	Si
338	1.042	0,684	1.289	0,808	1.356	0,845	1.593	0,851	1.671	0,753	1.419	1,178	No

## Parete : 30

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
345	340	50	6,800	0,158	0,064	0,111	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
345	303	0,532	297	1,022	396	0,733	409	0,969	489	0,622	347	1,410	No

*Parete : 31*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
346	340	60	5,667	0,295	0,109	0,174	Sì

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
346	242	0,309	186	1,304	343	0,648	390	0,878	443	0,522	314	1,411	No

*Parete : 32*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
350	320	50	6,400	0,300	0,055	0,078	Sì
351	320	50	6,400	0,105	0,036	0,060	Sì
349	340	80	4,250	0,279	0,112	0,188	Sì
348	340	55	6,182	0,263	0,101	0,167	Sì

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
350	61	0,284	331	0,184	207	0,768	894	0,232	354	0,698	812	0,436	Sì
351	18	0,641	72	0,249	32	0,827	93	0,345	46	0,754	85	0,546	Sì
349	260	0,357	150	1,731	330	0,660	277	1,188	400	0,515	216	1,848	No
348	831	0,343	598	1,391	1.122	0,652	1.135	0,988	1.412	0,525	914	1,545	No

*Parete : 33*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
352	340	50	6,800	0,034	0,034	0,034	Sì

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato	
Maschio	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
352	217	0,826	427	0,507	303	0,826	427	0,709	389	0,826	427	0,912	Sì

*Parete : 34*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
354	320	50	6,400	0,532	0,057	0,072	No
353	340	50	6,800	0,173	0,072	0,125	Sì

Maschio	Superiore			Centrale				Inferiore				Verificato	
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
354	35	0,000	n/d	n/d	214	0,765	1.045	0,205	429	0,716	978	0,438	No
353	1.125	0,500	908	1,239	1.428	0,709	1.287	1,110	1.731	0,595	1.079	1,604	No

*Parete : 35*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
357	300	60	5,000	0,525	0,043	0,052	No
356	320	60	5,333	0,110	0,037	0,060	Si
355	340	80	4,250	0,055	0,024	0,045	Si

Maschio	Superiore			Centrale				Inferiore				Verificato	
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
357	16	0,000	n/d	n/d	130	0,835	975	0,133	302	0,809	945	0,320	No
356	244	0,653	762	0,320	427	0,847	989	0,432	610	0,776	906	0,673	Si
355	1.114	0,802	1.872	0,595	1.374	0,898	2.097	0,655	1.633	0,836	1.951	0,837	Si

*Parete : 36*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
358	340	60	5,667	0,162	0,066	0,113	Si

Maschio	Superiore			Centrale				Inferiore				Verificato	
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
358	601	0,545	862	0,698	777	0,751	1.187	0,655	953	0,640	1.012	0,942	Si

*Parete : 37*

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
361	295	50	5,900	0,089	0,030	0,051	Si
362	375	30	12,500	0,547	0,125	0,178	No
359	320	50	6,400	0,090	0,039	0,070	Si
360	300	50	6,000	0,178	0,066	0,108	Si

Maschio	Superiore			Centrale				Inferiore				Verificato	
	Nd	$\Phi$	Nr	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	N	Nd/Nr	Nd	$\Phi$	Nr		Nd/Nr
361	93	0,682	397	0,234	177	0,856	499	0,355	261	0,794	462	0,566	Si
362	22	0,000	n/d	n/d	57	0,466	209	0,271	92	0,362	163	0,562	No
359	330	0,669	390	0,847	417	0,819	477	0,875	504	0,723	421	1,197	No
360	190	0,507	295	0,642	275	0,743	433	0,636	361	0,643	374	0,965	Si

# Bibliografia

---

- [1]. **Gavarini, Carlo**  
“Dinamica delle Strutture”  
*Roma, E.S.A. 1978*
- [2]. **Del Piero, Gianpietro**  
“Il consolidamento delle costruzioni”  
*Udine, CISM, 1983*
- [3]. **Del Piero, Gianpietro**  
“Le costruzioni in muratura”  
*Udine, CISM, 1984*
- [4]. **Iacobelli, Franco**  
“Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica”  
*Roma, EPC Libri 2008*
- [5]. **Galasco, Alessandro; Frumento, Sara**  
“Analisi sismica delle strutture murarie. Calcolo strutturali”  
*Napoli, Sistemi editoriali, 2011*
- [6]. **Furiozzi, Biagio; Messina, Caludio; Paolini Leonardo**  
“Prontuario con software didattico per il calcolo di elementi strutturali”  
*Firenze, Le Monnier, 2002*
- [7]. **Lancellotta, Renato; Calavera, Josè**  
“Fondazioni”  
*Milano, McGraw-Hill, 1999*
- [8]. **Vignoli, Andrea**  
“Appunti del corso Dinamica delle Strutture”  
*A.A. 2008-2009*
- [9]. **Vignoli, Andrea**  
“Appunti del corso Ingegneria Sismica”  
*A.A. 2008-2009*
- [10]. **Galano, Luciano; Vignoli, Andrea**  
“Dispense sui Cinematismi di Collasso”  
*Università degli studi di Firenze*
- [11]. **Vannucchi, Giovanni**  
“Dispense di Geotecnica”  
*Università degli studi di Firenze, 2007-2008*

- [12]. **D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008**  
“Norme tecniche per le costruzioni”
- [13]. **Circolare 2 febbraio 2009 n°617/C.S.LL.PP.**  
“Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”
- [14]. **UNI EN 1991**  
“Eurocodice 1”
- [15]. **UNI EN 1996**  
“Eurocodice 6”
- [16]. **<http://www.reluis.it/>**  
“Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica”
- [17]. **<http://www.protezionecivile.gov.it/>**  
“Presidenza del Consiglio dei Ministri. Dipartimento della Protezione Civile”
- [18]. **<http://www.comunesanpiodellecamere.it/>**  
“Comune San Pio delle Camere”
- [19]. **<https://it.wikipedia.org/>**  
“Wikipedia”
- [20]. **<http://www.ingv.it/it/>**  
“Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia”



---

*Un ringraziamento*  
*A mia mamma e mio fratello che hanno sempre creduto in me*  
*A Giulia per il suo sostegno nei momenti di scoraggiamento*

