

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Miglioramento delle prestazioni sismiche di un edificio in muratura
mediante un esoscheletro in acciaio

Relatore: Chiar.mo Roberto Scotta

Laureando: Michele Galotta 2027840

Correlatori: Chiar.mo Pierantonio Barizza

ANNO ACCADEMICO 2023-2024

INDICE DELLE FIGURE	5
INDICE DELLE TABELLE	9
RIASSUNTO	11
ABSTRACT	13
INTRODUZIONE	15
1 AZIONE SISMICA	17
2 ANALISI PUSHOVER	21
3 STRUTTURE IN MURATURA	23
3.1 MECCANISMI DI ROTTURA	24
3.1.1 MASCHI MURARI – TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE	28
3.1.2 MASCHI MURARI – PRESSOFLESSIONE	29
4 TECNICHE DI MIGLIORAMENTO O ADEGUAMENTO SISMICO	30
4.1 INTERVENTI DI RIPARAZIONE O INTERVENTI LOCALI	31
4.2 INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO	33
4.3 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO	34
5 ESOSCHELETRO RESISTO 5.9	35
5.1 COMPOSIZIONE DELL'ESOSCHELETRO	40
5.2 DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI RINFORZO E MOTODI DI APPLICAZIONE	40
5.3 FUNZIONAMENTO E VANTAGGI:	44
5.4 PROVE SPERIMENTALI	46
5.4.1 APPARATO SPERIMENTALE (FONDAZIONE EUCENTRE)	50
5.4.2 PROCEDURA DI PROVA (FONDAZIONE EUCENTRE)	51
5.4.3 RISULTATI OTTENUTI (FONDAZIONE EUCENTRE)	53
5.5 MODELLAZIONE NUMERICA DEM (FONDAZIONE EUCENTRE)	56
6 MODELLAZIONE NUMERICA FEM	59
7 CASO STUDIO	63
7.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	68
7.2 ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI	69
7.3 AZIONE SISMICA	70
7.4 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	74

7.5	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	84
8	<u>ANALISI E STUDIO</u>	88
9	<u>APPROCCIO ANALITICO</u>	89
9.1	RIGIDEZZA DEL MASCHIO MURARIO	90
9.2	RESISTENZA MASCHIO MURARIO	92
9.3	RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE	92
9.4	RESISTENZA PER MECCANISMO DI ROTTURA A TAGLIO (TURNSEK E CACOVIC)	95
9.5	SPOSTAMENTO ELASTICO ED ULTIMO DEL MASCHIO MURARIO	98
9.6	DOMANDA DI SPOSTAMENTO	99
10	<u>RINFORZO DELLA MURATURA CON IL SISTEMA RESISTO</u>	103
10.1	GEOMETRIA DELLA CORNICE	105
11	<u>RISULTATO FINALE</u>	107
12	<u>ANALISI PUSHOVER TRAMITE PRO SAP</u>	109
12.1	RISULTATI OTTENUTI	116
13	<u>ANALISI PUSHOVER TRAMITE PRO SAP DELLA MURATURA RINFORZATA</u>	127
13.1	RISULTATI OTTENUTI	128
14	<u>CONCLUSIONI</u>	143
	<u>BIBLIOGRAFIA</u>	147

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1) Zonizzazione sismica, l'aggiunta della Zona 4.....	17
Figura 2) Meccanismi di rottura dei pannelli murari nel piano: (a) rottura per pressoflessione, (b) rottura a taglio con fessurazione diagonale e (c) rottura a taglio per scorrimento.....	24
Figura 3) Tipologie di fessurazione con tessitura regolare e irregolare.....	25
Figura 4) Estratto del §7.8.2.2.2 delle NTC18 per il calcolo della resistenza a taglio degli elementi in muratura.....	27
Figura 5) Estratto del C8.7.8.1.3.1.1 della circolare esplicativa del 2019 per il calcolo del valore limite di resistenza a taglio della muratura.....	28
Figura 6) Estratto del C8.7.8.1.3.1.1 della circolare esplicativa del 2019 per il calcolo della resistenza a taglio nel caso di muratura irregolare.....	28
Figura 7) Estratto del C8.7.8.1.3.1.1 della circolare esplicativa del 2019 per il calcolo della resistenza a taglio nel caso di muratura regolare.....	29
Figura 8) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma).....	36
Figura 9) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma).....	37
Figura 10) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma).....	38
Figura 11) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma).....	39
Figura 12) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma).....	39
Figura 13) Componenti del modulo (Progetto Sisma).....	41
Figura 14) Componenti di ancoraggio del sistema isolante (Progetto Sisma).....	41
Figura 15) Ancoraggio aderente alla parete in muratura (Progetto Sisma).....	42
Figura 16) Ancoraggio angolare (Progetto Sisma).....	42
Figura 17) Ancoraggio al cordolo (Progetto Sisma).....	43
Figura 18) Ancoraggio in fondazione (Progetto Sisma).....	43
Figura 19) Provino iniziale, composto da mattoni (Fondazione EUCENTRE).....	47
Figura 20) Provino rinforzato (Fondazione EUCENTRE).....	48
Figura 21) Schema del provino rinforzato ancorato al cordolo e alla fondazione (Fondazione EUCENTRE).....	49
Figura 22) Apparato sperimentale utilizzato per la prova ciclica di compressione-taglio (Fondazione EUCENTRE).....	50
Figura 23) Protocollo di prova per i test ciclici nel piano (Fondazione EUCENTRE).....	51
Figura 24) Ciclo isteretico provino iniziale (Fondazione EUCENTRE).....	52
Figura 25) Ciclo isteretico provino rinforzato (Fondazione EUCENTRE).....	52
Figura 26) Provino collassato a seguito della prova ciclica (Fondazione EUCENTRE).....	53
Figura 27) Provino rinforzato collassato a seguito della prova ciclica (Fondazione EUCENTRE).....	54
Figura 28) Confronto tra le curve isteretiche, con e senza rinforzo (Fondazione EUCENTRE).....	55
Figura 29) Curve di capacità a confronto (FONDAZIONE EUCENTRE).....	56
Figura 30) Curve di capacità a confronto con l'incremento di forza di snervamento data dal contributo a trazione dei giunti di malta (FONDAZIONE EUCENTRE).....	57
Figura 31) Modellazione Pro_Sap, porzione di muratura senza rinforzo.....	59
Figura 32) Curva di capacità del muro senza rinforzo.....	60

Figura 33) Modellazione Pro_Sap, porzione di muro con rinforzo	60
Figura 34) Curva di capacità del muro con rinforzo	61
Figura 35) Prospetto frontale	63
Figura 36) Vista dall'alto	64
Figura 37) Pianta piano terra.....	64
Figura 38) Orditura solaio primo piano	65
Figura 39) Modello solido Prosap, vista assonometrica 1	66
Figura 40) Modello linee nascoste Prosap, vista assonometrica 1.....	66
Figura 41) Modello solido Prosap, vista assonometrica 2	67
Figura 42) Modello linee nascoste Prosap, vista assonometrica 2.....	67
Figura 43) Spettro di risposta elastico in accelerazione (NTC 2018).....	71
Figura 44) Modello telaio equivalente	76
Figura 45) CDC=G _{gk} (peso proprio della struttura).....	76
Figura 46) CDC=G _{1sk} (permanente solai-coperture).....	77
Figura 47) CDC=G _{2sk} (permanente solai-coperture n.c.d.).....	77
Figura 48) CDC=Q _{sk} (variabile solai).....	77
Figura 49) CDC 5.....	78
Figura 50) CDC 6.....	78
Figura 51) CDC 7.....	78
Figura 52) CDC 8.....	79
Figura 53) CDC 9.....	79
Figura 54) CDC 10.....	79
Figura 55) CDC 11.....	80
Figura 56) CDC 12.....	80
Figura 57) CDC 13.....	80
Figura 58) CDC 14.....	81
Figura 59) CDC 15.....	81
Figura 60) CDC 16.....	81
Figura 61) CDC 17.....	82
Figura 62) CDC 18.....	82
Figura 63) CDC 19.....	82
Figura 64) CDC 20.....	83
Figura 65) Telaio equivalente maschio murario.....	89
Figura 66) Geometrie parete in muratura.....	89
Figura 67) Schema di forze e fessurazione del maschio murario	95
Figura 68) Cerchio di Mohr e rappresentazione dello stato tensionale.....	96
Figura 69) Schematizzazione del traliccio di Morsch nella muratura armata.....	103
Figura 70) Parete muraria con esoscheletro in acciaio	105
Figura 71) Modulo in acciaio S420GD+Z	106
Figura 72) Legenda istogramma	117
Figura 73) Curva A.D.S.R CMB13.....	118
Figura 74) Curva di capacità CMB 13	118
Figura 75) Spostamenti e stato elementi (CMB13)	118
Figura 76) Curva A.D.S.R CMB15.....	119
Figura 77) Curva di capacità CMB 15	119
Figura 78) Spostamenti e stato elementi (CMB15)	119
Figura 79) Curva A.D.S.R. CMB 17.....	120

Figura 80) Curva di capacità CMB 17	120
Figura 81) Spostamenti e stato elementi (CMB17).....	120
Figura 82) Curva A.D.S.R. CMB 19	121
Figura 83) Curva di capacità CMB 19	121
Figura 84) Spostamenti e stato elementi (CMB19).....	121
Figura 85) Curva A.D.S.R. CMB 20	122
Figura 86) Curva di capacità CMB 20	122
Figura 87) Spostamenti e stato elementi (CMB20).....	122
Figura 88) Curva A.D.S.R. CMB 21	123
Figura 89) Curva di capacità CMB 21	123
Figura 90) Figura 89) Spostamenti e stato elementi (CMB21).....	123
Figura 91) Curva A.D.S.R. CMB 23	124
Figura 92) Curva di capacità CMB 23	124
Figura 93) Spostamenti e stato elementi (CMB23).....	124
Figura 94) Curva A.D.S.R. CMB 25	125
Figura 95) Curva di capacità CMB 25	125
Figura 96) Spostamenti e stato elementi (CMB25).....	125
Figura 97) Curva A.D.S.R. CMB 27	126
Figura 98) Curva di capacità CMB 27	126
Figura 99) Spostamenti e stato elementi (CMB23).....	126
Figura 100) Modello struttura con esoscheletro vista assonometrica 1.....	127
Figura 101) Modello struttura con esoscheletro vista assonometrica 2.....	127
Figura 102) Curva A.D.S.R. CMB 13	135
Figura 103) Curva di capacità CMB 13.....	135
Figura 104) Spostamenti e stato elementi (CMB13).....	135
Figura 105) Curva A.D.S.R. CMB 14	136
Figura 106) Curva di capacità CMB 14.....	136
Figura 107) Spostamenti e stato elementi (CMB14).....	136
Figura 108) Curva A.D.S.R. CMB 15	137
Figura 109) Curva di capacità CMB 15.....	137
Figura 110) Spostamenti e stato elementi (CMB15).....	137
Figura 111) Curva A.D.S.R. CMB 16.....	138
Figura 112) Curva di capacità CMB 16.....	138
Figura 113) Spostamenti e stato elementi (CMB16).....	138
Figura 114) Curva A.D.S.R. CMB 17	139
Figura 115) Curva di capacità CMB 17.....	139
Figura 116) Spostamenti e stato elementi (CMB17).....	139
Figura 117) Curva A.D.S.R. CMB 18	140
Figura 118) Curva di capacità CMB 18	140
Figura 119) Spostamenti e stato elementi (CMB18).....	140
Figura 120) Curva A.D.S.R. CMB 19	141
Figura 121) Curva di capacità CMB 19.....	141
Figura 122) Spostamenti e stato elementi (CMB19).....	141
Figura 123) Curva A.D.S.R. CMB 20	142
Figura 124) Curva di capacità CMB 20.....	142
Figura 125) Spostamenti e stato elementi (CMB20).....	142

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1) Valori di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall' OPCM n.3274 del 20 marzo 2003.	18
Tabella 2) Intervalli di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall' OPCM n.3519 del 28 aprile 2006.	18
Tabella 3) Tabella C8.5.I della circolare esplicativa del 2019.....	26
Tabella 4) Tabella C.8.5.II della circolare esplicativa del 2019	27
Tabella 5) Caratteristiche della muratura.....	68
Tabella 6) Categorie sottosuolo (NTC 2018)	70
Tabella 7) Categoria topografica (NTC 2018).....	70
Tabella 8) Parametri della struttura	72
Tabella 9) Caratteristiche della struttura.....	72
Tabella 10) Spettro elastico orizzontale.....	73
Tabella 11) Schematizzazione dei casi di carico	74
Tabella 12) Casi di carico	75
Tabella 13) Destinazione d'uso	85
Tabella 14) Coefficienti carichi	86
Tabella 15) Analisi effettuate.....	86
Tabella 16) Percorsi di carico	87
Tabella 17) Combinazioni di carico.....	87
Tabella 18) Caratteristiche maschio 1	90
Tabella 19) Caratteristiche maschio 2	90
Tabella 20) Caratteristiche maschio 3	91
Tabella 21) Caratteristiche maschio 4	91
Tabella 22) Carichi distribuiti solaio	93
Tabella 23) Carichi puntuali solaio.....	93
Tabella 24) Peso proprio muratura	93
Tabella 25) Sommatoria dei carichi puntuali del solaio e della muratura	93
Tabella 26) Parametri sismici della zona presa in esame	99
Tabella 27) Fattore di struttura	100
Tabella 28) Spettro di progetto in funzione degli spostamenti.....	101
Tabella 29) Domanda di spostamento	101
Tabella 30) Rapporto tra domanda e capacità di spostamento	102
Tabella 31) Taglio ultimo cornice, maschio 1	107
Tabella 32) Taglio ultimo cornice, maschio 2	107
Tabella 33) Taglio ultimo cornice, maschio 3	107
Tabella 34) Taglio ultimo cornice, maschio 4	107
Tabella 35) Domanda di spostamento con esoscheletro.....	108
Tabella 36) Rapporto tra domanda e capacità di spostamento	108
Tabella 37) Risultati analisi	110
Tabella 38) Risultati analisi SLD.....	112
Tabella 39) Risultati analisi SLV	113
Tabella 40) Risultati analisi SLC.....	114
Tabella 41) Risultati analisi	129

Tabella 42) Risultati analisi SLD	131
Tabella 43) Risultati analisi SLV	132
Tabella 44) Risultati analisi SLC	133

RIASSUNTO

Questa tesi si occupa di analizzare il comportamento di una struttura in muratura a seguito di un determinato carico sismico. Lo scopo principale è stato quello di valutare la capacità sismica allo SLC dello stato di fatto, per confrontarla con la capacità raggiungibile mediante l'intervento proposto.

Nonostante le sue qualità positive, la muratura mostra alcune limitazioni, soprattutto per quanto riguarda la sua scarsa resistenza alla trazione. Di conseguenza, è essenziale progettare la struttura in modo che tutti gli elementi siano sempre soggetti a compressione. Tuttavia, diverse circostanze come il cedimento del terreno o l'impatto di eventi sismici possono causare tensioni di trazione in specifiche parti della struttura, causando danni e potenziali problemi strutturali. L'applicazione dell'esoscheletro in acciaio ci permette di ovviare il problema delle tensioni di trazione che possono presentarsi all'interno della muratura. L'obiettivo principale nell'utilizzo degli esoscheletri per l'adeguamento o il miglioramento sismico delle costruzioni esistenti è la salvaguardia della vita umana (SLV). Questo obiettivo viene perseguito mediante un aumento della capacità portante della struttura alle azioni orizzontali, sia in termini di resistenza che di rigidezza complessiva.

A fronte di questo obiettivo sono state effettuate due tipologie di analisi: push over, tramite il software ProSap, e un calcolo semplificato, considerando una sola parete. Lo studio viene quindi effettuato per lo stato di fatto e per lo stato di post intervento. Nello stato di fatto, si sono verificati spostamenti superiori ai limiti stabiliti, che hanno generato diversi meccanismi di collasso. Nello stato di post intervento sono state migliorate le prestazioni, riuscendo a mantenere la struttura in campo plastico senza mai arrivare al collasso, con spostamenti accettati dai limiti di legge.

ABSTRACT

This thesis is concerned with analyzing the behavior of a masonry structure following a given seismic load. The main purpose was to bring the structure to the collapse limit state, and then improve performance through a lightweight steel exoskeleton.

Despite its positive qualities, masonry shows some limitations, especially with regard to its poor tensile strength. Consequently, it is essential to design the structure so that all elements are always subject to compression. However, various circumstances such as ground subsidence or the impact of seismic events can cause tensile stresses in specific parts of the structure, leading to damage and potential structural problems. The application of the steel exoskeleton allows us to obviate the problem of tensile stresses that may occur within the masonry. The main objective in using exoskeletons for seismic retrofitting or improvement of existing buildings is to safeguard human life (SLV). This objective is pursued by increasing the load-bearing capacity of the structure to horizontal actions, both in terms of strength and overall stiffness.

Two types of analysis were carried out against this goal: push over, using ProSap software, and a simplified calculation, considering a single wall. The results of the two analyses were compared, and following careful consideration, the location of the structure was changed to ensure high seismic strength.

The study is then carried out for the de facto state and the design state. In the de facto state, displacements exceeding the established limits occurred, which generated various collapse mechanisms. In the design state, performance was improved, managing to keep the structure in the plastic field without ever reaching collapse, with displacements accepted by legal limits.

INTRODUZIONE

Gli edifici in muratura in Italia costituiscono una parte significativa del patrimonio architettonico del paese e riflettono la ricca storia e la varietà culturale delle diverse regioni. Caratterizzati da materiali come pietra, mattoni o blocchi di tufo, questi edifici possono presentare una vasta gamma di stili architettonici, influenzati dalle tradizioni locali, dalla disponibilità di materiali e dalle influenze storiche. Le murature in Italia sono spesso realizzate con pietra locale, che conferisce agli edifici un carattere unico e distintivo. In alcune regioni, come la Toscana e l'Umbria, è comune trovare edifici in muratura realizzati con pietra calcarea, che assume tonalità che vanno dal giallo al rosso, creando un paesaggio architettonico suggestivo e affascinante. Nelle città storiche italiane, come Roma, Firenze e Napoli, gli edifici in muratura rappresentano un elemento fondamentale del tessuto urbano. I palazzi storici, le chiese e le residenze private sono spesso costruiti con murature in mattoni o pietra, testimoniando secoli di storia e cultura. Gli edifici in muratura in Italia possono presentare una varietà di tecniche costruttive, tra cui la muratura portante, in cui le pareti sostengono il peso dell'edificio, e la muratura non portante, in cui le pareti hanno principalmente una funzione di divisione degli spazi interni. Uno dei vantaggi degli edifici in muratura è la loro capacità di adattarsi al clima locale e alle condizioni ambientali. Le murature possono fornire un'eccellente isolamento termico, mantenendo fresche le abitazioni durante i caldi mesi estivi e contribuendo a conservare il calore all'interno durante l'inverno. Tuttavia, gli edifici in muratura possono anche presentare sfide in termini di resistenza sismica, specialmente in un paese come l'Italia, soggetto a frequenti terremoti. Questo ha portato a un crescente interesse per le tecniche di rinforzo sismico e alla necessità di valutare e migliorare la sicurezza strutturale degli edifici esistenti.

La vulnerabilità delle strutture ai terremoti è un concetto di estrema importanza che ha caratterizzato l'Italia da secoli, anche se è emerso con maggiore urgenza solo negli ultimi anni a seguito di eventi sismici che hanno causato danni significativi alla popolazione e a beni storico-culturali di inestimabile valore. L'obiettivo di questa tesi è la modellazione di una struttura esterna in acciaio per la protezione sismica di un edificio esistente in muratura. L'idea di predisporre un involucro antisismico esterno su una costruzione già in uso nasce dalla volontà di non alterare la struttura esistente, soprattutto se si tratta di edifici di primaria utilità come scuole o ospedali, garantendo al contempo la resistenza agli eventi sismici grazie all'apporto fondamentale dell'esoscheletro. La motivazione di questo approccio deriva dalla

necessità di conferire un comportamento antisismico a un edificio che, fino a quel momento, avrebbe reagito in modo eccessivo e potenzialmente distruttivo alle sollecitazioni sismiche. Inoltre, questa soluzione permette di affrontare contemporaneamente la necessità di rinnovamento e miglioramento estetico ed energetico, conferendo nuova vita a una struttura precedentemente inadeguata.

L'utilizzo di esoscheletri esterni, conosciuti sin dagli anni '80, rappresenta una delle alternative principali per il retrofit sismico delle strutture esistenti con bassa capacità dissipativa.

Questa strategia di intervento è oggi di grande rilevanza non solo perché consente il retrofit in modo sicuro senza interrompere l'utilizzo degli edifici, ma anche perché può essere efficacemente adottata in casi in cui è possibile ampliare lateralmente i volumi esistenti, consentendo un retrofit integrato (formale, energetico e funzionale) dell'intera struttura.

1 AZIONE SISMICA

La vulnerabilità sismica delle strutture esistenti è stata drammaticamente evidenziata nel nostro Paese da eventi sismici devastanti come quello del 26 ottobre 2016 nel Centro Italia, quello del 6 aprile 2009 nell'Aquila e quello del 31 ottobre 2002 a San Giuliano di Puglia, i quali hanno causato perdite di vite umane e danni incalcolabili al patrimonio edilizio. Questi eventi hanno profondamente segnato la nostra coscienza e hanno coinciso con significative modifiche normative nell'ambito dell'ingegneria sismica nel nostro Paese. È stata evidenziata la necessità di rivedere la zonizzazione sismica e l'intero quadro normativo in materia di costruzioni. Pertanto è stato emanato l'OPCM n.3274 del 20 marzo 2003, che ha introdotto la quarta zona sismica, definendola come zona a bassa sismicità. Questa decisione ha esteso la caratteristica di "zona sismica" a tutto il territorio nazionale, attribuendo a ciascuna zona un valore di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (ag) crescente, graduato dalla "Zona 4" alla "Zona 1". Tale valore ha rappresentato per molti anni l'azione sismica di riferimento per la progettazione delle nuove costruzioni.

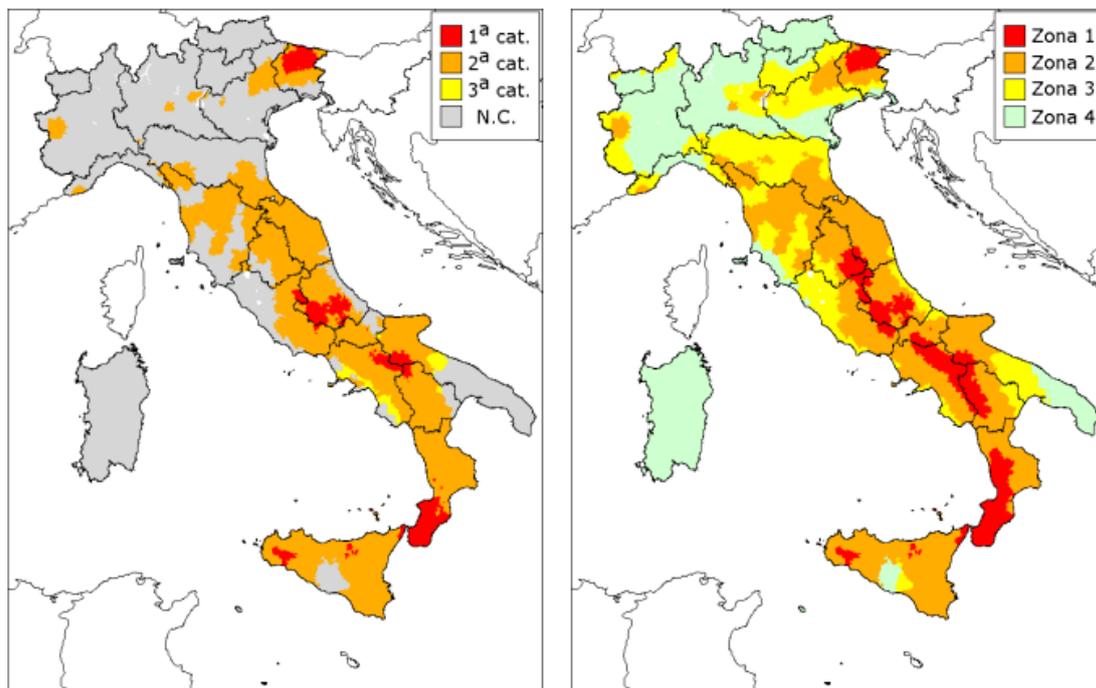


Figura 1) Zonizzazione sismica, l'aggiunta della Zona 4.

Accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, a_g	
Zona 1	0,35 g
Zona 2	0,25 g
Zona 3	0,15 g
Zona 4	0,05 g

Tabella 1) Valori di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall'OPCM n.3274 del 20 marzo 2003.

Negli anni successivi, la zonizzazione sismica è stata ulteriormente rivista. Questo processo è stato avviato con l'OPCM n.3519 del 28 aprile 2006, il quale ha introdotto uno strumento più aggiornato per la classificazione del territorio. Questa revisione ha incluso la definizione di intervalli di accelerazione da assegnare alle quattro zone sismiche, con una probabilità di superamento pari al 10% in un periodo di 50 anni.

Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)	
Zona 1	$a_g > 0,25$
Zona 2	$0,15 < a_g < 0,25$
Zona 3	$0,05 < a_g < 0,15$
Zona 4	$a_g \leq 0,05$

Tabella 2) Intervalli di accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A per le quattro zone a diversa sismicità individuate dall'OPCM n.3519 del 28 aprile 2006.

Con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC 08) il 1 luglio 2009, è stato introdotto l'obbligo per la progettazione in zona sismica di considerare un'accelerazione di riferimento "propria". Questo valore di accelerazione viene determinato in base alle coordinate geografiche dell'area di intervento e tiene conto della vita nominale della struttura e della sua destinazione d'uso. L'obiettivo è fornire un'indicazione precisa dell'azione sismica da considerare durante la progettazione.

Le NTC 08 hanno introdotto due concetti fondamentali, che sono:

Il Performance Based Design (PBD), secondo cui il progetto di una struttura deve essere basato sulla performance (definizione di diversi Stati Limite). Nell'ottica di questo nuovo approccio, il rapporto azione/resistenza viene sostituito con il rapporto capacità/domanda. In base a questa nuova filosofia, la progettazione non mira solamente a creare un edificio resistente a qualsiasi condizione di carico sismico, inclusi quelli di forte intensità e lunga

durata. Piuttosto, si concentra sull'obiettivo di massimizzare la risposta della costruzione, ottenendo i migliori risultati possibili per l'operatività dell'edificio e la protezione delle persone al suo interno.

Capacity design, definisce una “Gerarchia” tra le modalità di collasso, in modo da favorire i meccanismi duttili su quelli fragili. Conferendo a tutta la struttura strutturale una certa duttilità.

La maggior parte del patrimonio edilizio nazionale continua ad essere vulnerabile a causa del suo comportamento fragile. Questo è principalmente dovuto al fatto che molti di questi edifici sono stati costruiti nella seconda metà del 20° secolo, un periodo in cui la conoscenza delle strutture, dei materiali e delle azioni sismiche era limitata. Inoltre, questo periodo è stato caratterizzato da un quadro normativo non adeguato.

Quasi tutto il patrimonio edilizio italiano è strutturalmente inadeguato a fronte delle azioni sismiche, poiché è stato costruito prima dell'entrata in vigore delle prime norme vere in materia di ingegneria sismica, emanate tra il 1981 e il 1984. Di conseguenza, questi edifici sono stati progettati principalmente per resistere ai carichi verticali e non alle forze sismiche. Inoltre, per quanto riguarda le strutture in calcestruzzo armato, che costituiscono più del 50% del totale, essendo state costruite principalmente durante la seconda metà del ventesimo secolo, molte di esse hanno raggiunto il termine della loro vita utile (generalmente 50-60 anni) e richiedono urgenti interventi di manutenzione straordinaria.

Oggi, la questione della sicurezza o della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti assume un ruolo cruciale, poiché contribuisce direttamente alla valutazione del "Rischio Sismico".

La progettazione di qualsiasi struttura deve rispettare le regolamentazioni introdotte dalle norme, che includono considerazioni sulle azioni sismiche. Queste azioni si basano sulla pericolosità del luogo in cui si intende costruire un'opera, ma sono altrettanto importanti i concetti di vulnerabilità ed esposizione. Il rischio sismico è la combinazione di questi tre fattori. La pericolosità sismica si riferisce al movimento del suolo atteso in un determinato sito a causa di un terremoto e si correla alla frequenza futura degli eventi sismici e all'accelerazione del suolo.

La vulnerabilità di una struttura indica la sua predisposizione al danneggiamento, mentre l'esposizione si riferisce a tutto ciò che può essere colpito dall'evento sismico, come persone, beni culturali e servizi.

$$R = E \times V \times P$$

L'analisi sismica prevede il rispetto degli stati limite d'esercizio e ultimi, che includono non solo gli elementi strutturali, ma anche quelli non strutturali come elementi architettonici, macchinari e beni interni all'edificio. Secondo il Decreto Ministeriale del 2008, gli stati limite d'esercizio includono lo Stato Limite di Operatività (SLO) e lo Stato Limite di Danno (SLD), mentre gli stati limite ultimi sono lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e lo Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC).

Il SLO richiede che la struttura non subisca danni né interruzioni gravi nell'uso dopo un terremoto, mentre lo SLD ammette danni limitati che consentono comunque l'uso dell'edificio con alcune restrizioni. Le conseguenze negative aumentano con lo SLV, che comporta crolli e danni ingenti con una capacità residua di resistere al collasso, e peggiorano ulteriormente con lo SLC, in cui i danni sono considerevoli e la sicurezza è ridotta sia verticalmente che orizzontalmente.

La normativa NTC 2008 associa a ciascuno di questi stati limite la "probabilità di superamento nel periodo di riferimento" (PVF), che determina l'azione sismica corrispondente. La vita nominale di una struttura dipende dalla sua tipologia e funzione, e ciò influisce sulla scelta del coefficiente d'uso (CU) in base alla sua importanza e affollamento.

Per caratterizzare l'azione sismica, la normativa prevede un metodo semplificato che si basa sulla categoria del sottosuolo e sulle classi topografiche semplificate. La conoscenza della tipologia del terreno è essenziale per valutare l'azione del terremoto, e in assenza di analisi specifiche si utilizza una procedura semplificata basata su cinque categorie di sottosuolo litologiche.

Il moto sismico è descritto da componenti traslazionali indipendenti tra loro che agiscono in direzione orizzontale (X e Y) e verticale (Z). Queste componenti possono essere rappresentate mediante l'accelerazione massima al suolo, lo spettro di risposta o un accelerogramma. Le direzioni orizzontali utilizzano un unico spettro di risposta, mentre la direzione verticale ha il proprio spettro e una specifica componente accelerometrica.

2 ANALISI PUSHOVER

L'analisi pushover è un'analisi sismica statica non lineare di strutture, sviluppata utilizzando dei sistemi di forze applicati al fabbricato in esame, partendo dalla condizione statica lo conducono al raggiungimento del limite ultimo di deformabilità, il collasso.

Si tratta di uno dei metodi di analisi consigliati negli Eurocodici e nel FEMA, si hanno notizie del suo impiego già a partire dal 1970. In Italia si è iniziato a parlare di questo tipo di analisi solo dopo l'avvento dell'Ordinanza n.3274 del 20 marzo 2003, evolvendosi poi con il D.M. 14 settembre 2005, il DM 14 gennaio 2008 ed infine con il D.M. 17 gennaio 2018 (NTC 2018):

L'impiego originale dell'analisi pushover era quello di metodo di controllo della stabilità di telai in acciaio, ma grazie alla sua rapida diffusione si è innalzata ad un ruolo di primaria importanza nell'ambito della progettazione antisismica. Quindi, tramite l'impiego dell'analisi pushover è possibile conseguire due differenti obiettivi:

Per gli edifici esistenti è possibile valutare la capacità di resistenza all'azione sismica in termini di deformazioni e accelerazione.

Per gli edifici di nuova costruzione è possibile calcolare, con maggiore affidabilità, il valore del fattore di comportamento da utilizzare nelle tradizionali analisi lineari, individuare i punti deboli del sistema ed ottimizzare la progettazione.

L'analisi statica non lineare consiste nel'incremento proporzionale delle forze orizzontali fino al collasso della struttura. La verifica si ottiene confrontando la capacità di spostamento (u_{max}) con lo spostamento richiesto (d_{max}). La risposta della struttura a più gradi di libertà viene ricondotta a quella di una struttura equivalente con comportamento elastico-perfettamente plastico a un solo gradi di libertà. Pushover, spingere oltre, così facendo, si ottiene il legame forza-spostamento, dove in ordinata si riporta la forza tagliante alla base, in ascissa lo spostamento del punto di controllo. Tale legame fornisce la curva di capacità, dalla quale è possibile calcolare la capacità di spostamento della struttura.

- L'analisi statica non lineare si articola nelle seguenti fasi:
- Individuazione delle parti resistenti della struttura muraria attraverso la definizione del telaio equivalente (maschi murari, fasce di piano e conci rigidi);
- Valutazione della curva di capacità. Occorre determinare la curva del sistema reale (MDOF – sistema a più gradi di libertà);
- Trasformazione del sistema a più gradi di libertà (MDOF) in quello ad un solo grado di libertà equivalente (SDOF) attraverso il coefficiente di partecipazione Γ ;
- Valutazione del sistema bilineare equivalente di massa m^* , rigidità k^* e periodo T^* ;
- Valutazione della capacità di spostamento (u_{max});
- Valutazione della domanda di spostamento (d_{max});
- Confronto tra capacità di spostamento e domanda di spostamento.

La curva di capacità si ottiene incrementando gradualmente le forze orizzontali secondo specifiche leggi, note come profili di carico. Partendo da carichi orizzontali nulli, si procede ad aumentare progressivamente tali carichi fino a raggiungere il collasso della struttura, che può manifestarsi attraverso il collasso di un singolo elemento o la formazione di un meccanismo di piano. Durante questo processo, l'aumento graduale dei carichi orizzontali porta a un progressivo stato deformativo della costruzione, con un aumento degli spostamenti del punto di controllo e del taglio alla base. L'incremento dei carichi orizzontali non è illimitato, ma continua fino a quando non si verificano le condizioni di collasso strutturale. Durante questo processo, diversi elementi strutturali passano dalla fase elastica a quella plastica, comportando una variazione nel grado di vincolo del modello strutturale: gli elementi plastificati transitano da un vincolo incastro a uno a cerniera. Questo cambiamento influisce sull'andamento della curva di capacità, che assume una forma curvilinea. In assenza di elementi plastificati, la curva di capacità sarebbe lineare.

3 STRUTTURE IN MURATURA

Le strutture in muratura sono notoriamente conosciute per la loro resilienza nei confronti dei terremoti, grazie al fenomeno del cosiddetto "comportamento scatolare". Questo termine si riferisce alla capacità delle pareti in muratura di resistere efficacemente alle forze orizzontali nel loro piano medio, offrendo una resistenza significativamente maggiore rispetto a quelle sollecitate in direzioni ortogonali al piano. Quando le pareti e i solai sono solidalmente collegati tra loro, si verifica un notevole incremento della resistenza complessiva della struttura.

Per comprendere appieno questo concetto, consideriamo l'analogia di una scatola realizzata in carta: singolarmente, ogni parete offre una resistenza limitata alle sollecitazioni. Tuttavia, quando queste pareti vengono connesse insieme, si genera un significativo aumento della resistenza complessiva. L'aggiunta di un elemento orizzontale, come un coperchio, ulteriormente rafforza la struttura. Questo fenomeno deriva dal fatto che ogni forza applicata può essere scomposta in due componenti parallele ai piani delle pareti, sfruttando al massimo la capacità di resistenza di ciascuna di esse.

In base alla direzione del terremoto, sono efficaci solo le pareti disposte parallelamente alla direzione del sisma in quanto sollecitate nel piano. Le altre non offrono resistenza ai carichi in quanto sollecitate fuori dal loro piano. In una costruzione in muratura è possibile identificare molteplici strutture resistenti a seconda della condizione di carico considerata. L'osservazione dei danni causati da eventi sismici evidenzia due possibili meccanismi di danno. Il primo comprende il collasso delle pareti fuori dal piano medio per forze agenti perpendicolarmente ad esso, il secondo prende in esame il comportamento della parete nel piano medio. Il primo tipo di meccanismo produce danni locali con espulsione di parte o della intera parete, quindi l'analisi è localizzata e limitata alle zone potenzialmente critiche, trattandosi quindi dello studio di cinematismi locali. Il secondo tipo di meccanismo coinvolge l'intera struttura ed è quindi un'analisi di tipo globale

È importante notare che affinché questo comportamento scatolare si realizzi pienamente, è essenziale che le pareti siano saldamente collegate tra loro. Solo le pareti allineate alla direzione del terremoto, e quindi sollecitate nel piano, forniscono una resistenza efficace. Le altre pareti, sollecitate al di fuori del loro piano, non contribuiscono alla resistenza complessiva.

Nelle costruzioni in muratura, è possibile identificare diverse strutture resistenti, come pareti verticali e orizzontamenti (compresi solai, volte e coperture), ciascuna con un diverso comportamento in risposta alle sollecitazioni. Il collegamento solido tra pareti e solai consente una distribuzione ottimale dei carichi verticali, contribuendo così alla sicurezza strutturale.

Tuttavia, nonostante le sue caratteristiche positive, la muratura presenta alcune limitazioni, in particolare la scarsa resistenza alla trazione. È quindi fondamentale progettare la struttura in modo che tutti gli elementi siano sempre in compressione. Tuttavia, varie cause come il cedimento del terreno o l'azione sismica possono generare tensioni di trazione in parti specifiche della struttura, provocando lesioni e potenziali dissesti. Tra le cause di dissesto possibili vi sono il cedimento della fondazione, le strutture spingenti, i carichi verticali e l'azione sismica.

3.1 MECCANISMI DI ROTTURA

Nell'ambito di una struttura esistente, la muratura rappresenta l'insieme dei materiali assemblati, dove la tecnica costruttiva, la modalità di posa, le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati e il loro stato di conservazione concorrono a definire il comportamento complessivo. Le fessurazioni a taglio possono variare in base alla disposizione dei materiali e al rapporto tra le resistenze dei blocchi e della malta. Murature con una tessitura regolare mostrano spesso rotture per scorrimento alla base, mentre quelle con una tessitura irregolare sono più inclini a fessurazioni diagonali.

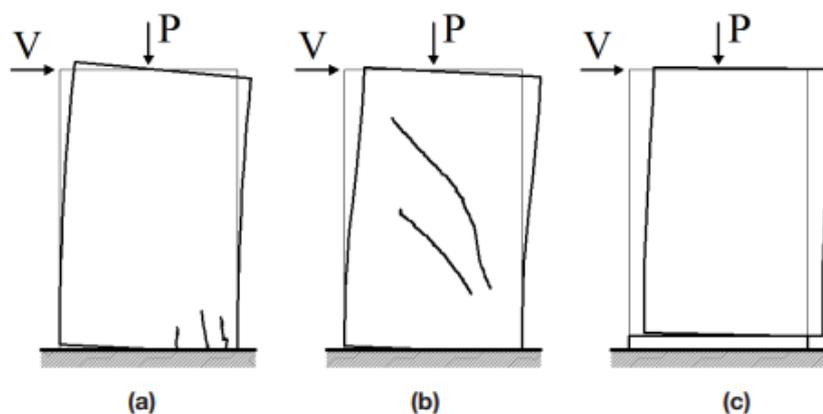


Figura 2) Meccanismi di rottura dei pannelli murari nel piano: (a) rottura per pressoflessione, (b) rottura a taglio con fessurazione diagonale e (c) rottura a taglio per scorrimento.

Può, in ogni caso, verificarsi anche la fessurazione diagonale nelle pareti con tessitura regolare. In riferimento alla figura 4 si notano due diverse tipologie di fessurazione: la fessurazione “a scaletta”, ossia con andamento diagonale attraverso i giunti di malta, governata dal parametro di resistenza f_{v0} (resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali), oppure la fessurazione diagonale attraverso gli inerti della muratura, governata dal parametro di resistenza $f_{v,lim}$ (resistenza limite a taglio). Il generarsi di una delle due tipologie di fessurazione dipende dal rapporto tra le resistenze dei materiali che compongono la parete.

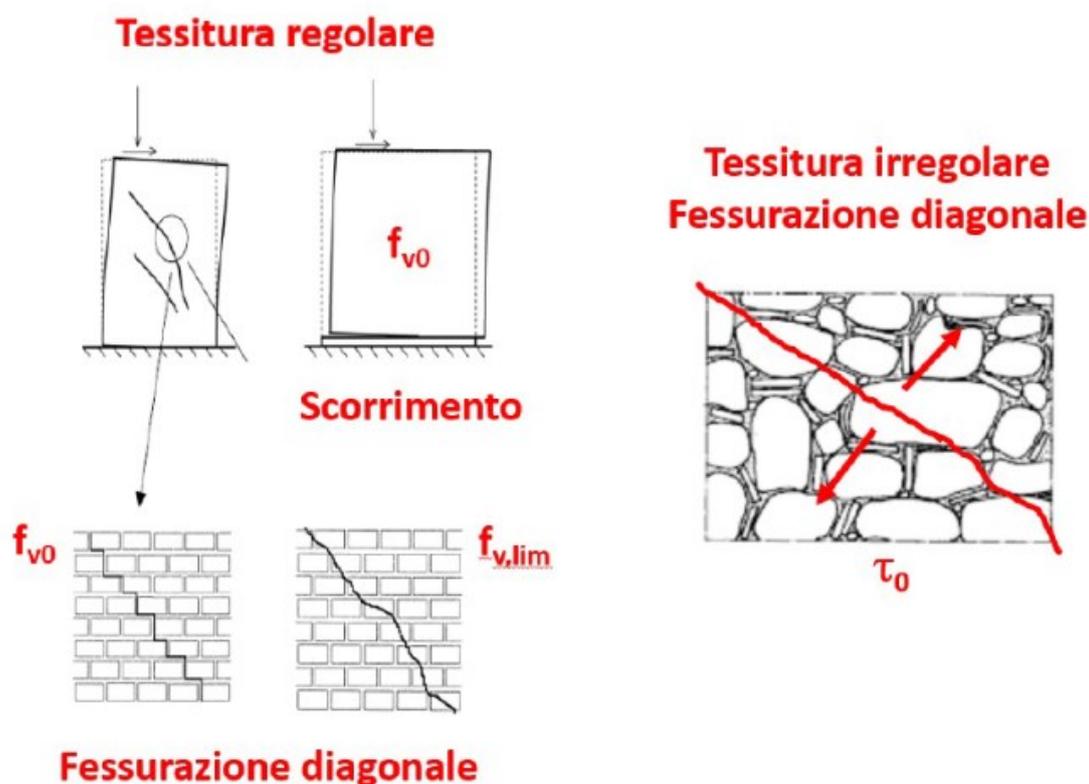


Figura 3) Tipologie di fessurazione con tessitura regolare e irregolare

La tabella C8.5.I della circolare esplicativa del 21/01/2019 riporta, in relazione al comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, valori possibili dei parametri meccanici da utilizzare principalmente per le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche. La circolare indica, inoltre, che “ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione f_m stimabile inferiore a $0,7 \text{ N/mm}^2$) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici”.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(kN/m ³)				
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tabella 3) Tabella C8.5.I della circolare esplicativa del 2019

È, inoltre, specificato che: Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; risfilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Risfilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbalzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Tabella 4) Tabella C.8.5.II della circolare esplicativa del 2019

Il capitolo 7.8.2.2.2 delle NTC18 indica come valutare la capacità a taglio di elementi strutturale in muratura ordinaria:

7.8.2.2.2 Taglio

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd} \quad [7.8.3]$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;

t è lo spessore della parete;

$f_{vd} = f_{yk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1 e al § 11.3.3, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nei paragrafi citati) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = N/(l' \cdot t)$).

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \sigma_n \leq f_{y,lim}$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ e $f_{y,lim} = f_{yk,lim}/0,7$), e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.

Figura 4) Estratto del §7.8.2.2.2 delle NTC18 per il calcolo della resistenza a taglio degli elementi in muratura

Per le analisi statiche non lineari la resistenza a taglio si valuta, perciò, con la seguente formula:

$$f_{yd} = f_{vm0} + 0,4 \sigma_n \leq f_{y,lim}$$

Il valore di $f_{y,lim}$ si calcola con la formulazione proposta dalla circolare al C8.7.1.3.1.1:

Il criterio di resistenza per la verifica a taglio scorrimento, da valutare nelle sezioni soggette a momento massimo (solitamente le due sezioni di estremità del pannello), è quello indicato al § 7.8.2.2.2 delle NTC, utilizzando i valori di f_{v0} indicati in tabella 8.5.1, con la precisazione che la limitazione $f_{v,lim}$ relativa alla rottura dei blocchi è fornita dalla seguente relazione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$f_{v,lim} = \frac{0.065f_b}{0.7} \quad [C8.7.1.14]$$

dove f_b è la resistenza a compressione del blocco, normalizzata. Lo spostamento ultimo a SLC è definito in corrispondenza di una rotazione della corda, calcolata come sopra per la sezione di estremità di verifica, pari a 0.005.

Figura 5) Estratto del C8.7.8.1.3.1.1 della circolare esplicativa del 2019 per il calcolo del valore limite di resistenza a taglio della muratura

3.1.1 Maschi murari – Taglio per fessurazione diagonale

Per quanto riguarda la rottura per fessurazione diagonale, nel caso in cui la muratura risulti a tessitura irregolare, la circolare propone una relazione per il calcolo della resistenza a taglio per azioni nel piano del pannello:

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano del pannello può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [C8.7.1.16]$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello
- t è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt , con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1,5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base e altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Figura 6) Estratto del C8.7.8.1.3.1.1 della circolare esplicativa del 2019 per il calcolo della resistenza a taglio nel caso di muratura irregolare.

Nel caso di muratura regolare, invece:

Nel caso di muratura regolare, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione semplificata, indicata per la muratura irregolare che risulterà generalmente più cautelativa, oppure dalla relazione più completa riportata nel seguito:

$$V_t = \frac{lt}{b} (\bar{f}_{vd} + \bar{\mu} \sigma_0) = \frac{lt}{b} \left(\frac{f_{vd}}{1 + \mu \phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [C8.7.1.17]$$

dove: \bar{f}_{vd} è la resistenza equivalente a taglio della muratura e $\bar{\mu}$ è un coefficiente di attrito equivalente, funzione dei parametri di resistenza locale del giunto (coesione, assunta convenzionalmente pari alla resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali f_{vd} , e μ , coefficiente d'attrito) e della tessitura attraverso il coefficiente di ingranamento murario ϕ definito come rapporto tra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi (tale parametro rappresenta la tangente dell'angolo medio di inclinazione della fessura diagonale "a scaletta" e può essere stimato sulla base del rilievo della tessitura del paramento murario).

$V_{t,lim}$ è un valore limite che può essere stimato, in via approssimata, in funzione della rottura a trazione dei blocchi f_{td} , e tenendo conto della geometria del pannello, attraverso l'espressione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$V_{t,lim} = \frac{lt}{b} \frac{f_{td}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad [C8.7.1.18]$$

dove f_{td} può essere ricavata da dati di letteratura o attraverso prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in sito, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco f_c , come $f_{td} = 0,1 f_c$.

Figura 7) Estratto del C8.7.8.1.3.1.1 della circolare esplicativa del 2019 per il calcolo della resistenza a taglio nel caso di muratura regolare.

3.1.2 Maschi murari – Pressoflessione

Il capitolo 7.8.2.2.1 delle NTC18 indica come valutare il momento ultimo resistente per le verifiche di pressoflessione nel piano:

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0,85 f_d$, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left(I^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right) \quad [7.8.2]$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

I è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = N/(I \cdot t)$, con N forza assiale agente positiva se di compressione); se N è di trazione, $M_{u1} = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

4 TECNICHE DI MIGLIORAMENTO O ADEGUAMENTO SISMICO

Gran parte del patrimonio edilizio esistente in Italia è vulnerabile a causa di diversi fattori, manifestando un comportamento fragile che comporta un elevato rischio sismico. In caso di terremoto anche di modesta entità, questi edifici potrebbero subire dissesti o crolli, con danni materiali che si quantificherebbero in migliaia di euro e mettendo a repentaglio la vita di molte persone. Questa situazione sottolinea l'importanza e l'urgenza di interventi volti a ridurre questo rischio. L'unica strada praticabile, escludendo la demolizione e la ricostruzione totale, è quella di intervenire per ridurre la vulnerabilità sismica di tali edifici. Questo parametro è infatti l'unico su cui è possibile agire per rendere queste strutture capaci di resistere alle sollecitazioni sismiche.

Negli anni sono state sviluppate diverse tecniche di intervento, le quali si adattano al tipo di costruzione, alla struttura portante, alla fondazione, alla zona sismica e al contesto circostante. Tuttavia, l'obiettivo comune di queste tecniche è aumentare la capacità strutturale dell'edificio, migliorando la resistenza, la rigidezza e la duttilità, mentre contemporaneamente riducono la domanda sismica. La capacità strutturale può essere incrementata andando a prevedere le seguenti tipologie di intervento:

Interventi volti ad aumentare la duttilità complessiva della struttura, attraverso l'incremento delle capacità di deformazione anelastica degli elementi strutturali individuali.

Interventi volti ad aumentare la resistenza e la rigidezza, adottando un nuovo sistema resistente alle azioni orizzontali;

Interventi volti a ridurre domanda sismica, sia in termini di forze che di spostamenti, mantenendo invariata la capacità della struttura originale. Questo comprende interventi come la redistribuzione delle masse, l'isolamento alla base o l'implementazione di sistemi di dissipazione energetica.

Da un punto di vista normativo, le NTC 18 nel § 8.4, classificano le molteplici tipologie di intervento in tre macro categorie:

- interventi di riparazione o interventi locali;
- interventi di miglioramento sismico;
- interventi di adeguamento sismico.

Queste tre categorie definiscono tre livelli di sicurezza, via via crescenti passando dagli interventi locali agli interventi di adeguamento sismico. Indipendentemente dal tipo di intervento che si vuole eseguire, è opportuno che questo sia finalizzato prima di tutto all'eliminazione o alla riduzione significativa dei suoi difetti, per poi passare al progetto di un eventuale intervento di rafforzamento dell'edificio. In particolare dovranno essere curati i seguenti aspetti:

- riparazione di eventuali danni presenti;
- eliminazione di carenze dovute ad errori grossolani di progettazione e/o realizzazione e di comportamenti di “piano debole”;
- rinforzo e miglioramento della capacità deformativa di tutti o parte degli elementi;
- riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità, in termini di massa, resistenza e/o rigidità, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, mediante demolizioni parziali o variazioni di destinazione d'uso;
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originali mediante l'introduzione di nuovi elementi resistenti come pareti in calcestruzzo armato, controventi in acciaio (anche di tipo dissipativo), sistemi di isolamento o di un intero sistema strutturale in grado di resistere al 100 % all'azione sismica di progetto;
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali o la loro eventuale trasformazione in elementi strutturali (per es. incamiciature in c.a. di pareti in laterizio);
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;
- realizzazione o ampliamento di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti legati al martellamento tra costruzioni adiacenti;
- miglioramento del sistema di fondazione.

4.1 Interventi di riparazione o interventi locali

Questo tipo di interventi mira ad aumentare o ripristinare l'efficacia strutturale di una parte dell'edificio che non è più funzionale o che ha subito danni da un evento catastrofico. Appartengono a questa categoria gli interventi che coinvolgono singole parti o elementi della struttura, senza alterare significativamente il suo comportamento strutturale complessivo.

Si tratta di:

- interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o parti di essi (travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari, ecc.), si privilegia lo sviluppo di meccanismi duttili che favoriscano la duttilità d'insieme della struttura;
- interventi di ripristino o rinforzo dei collegamenti esistenti tra elementi strutturali o tra parti di essi oppure la realizzazione di nuovi collegamenti tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai. Rientrano in questa categoria anche gli interventi di introduzione di catene/tiranti, le chiodature tra elementi di una copertura o di un solaio ligneo e il collegamento tra elementi prefabbricati;
- interventi di modifica di una parte limitata della struttura (per esempio l'apertura di un vano in una parete, accompagnata da opportuni rinforzi), a condizione che si dimostri che l'insieme degli interventi realizzati non modifichi significativamente la rigidezza, la resistenza nei confronti delle azioni orizzontali e la capacità deformativa della struttura.

Per questa tipologia di interventi, le Norme Tecniche per le Costruzioni non richiedono una valutazione della sicurezza globale della struttura dopo l'intervento, ma solo una valutazione della variazione del livello di sicurezza locale.

4.2 Interventi di miglioramento sismico

Questa categoria comprende tutti gli interventi che, sebbene non siano considerati interventi di adeguamento sismico, comportano modifiche significative al comportamento strutturale locale e/o globale dell'edificio. Questi interventi prevedono variazioni di rigidezza, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di intere porzioni della struttura, o l'introduzione di nuovi elementi strutturali. L'obiettivo di tali interventi è:

- distribuire le sollecitazioni verso gli elementi più resistenti;
- ridurre le irregolarità in pianta e in elevazione della struttura;
- eliminare o trasformare i meccanismi di collasso locali da fragili in duttili.

Questi interventi possono essere eseguiti anche per migliorare il comportamento strutturale in risposta a specifiche tipologie di azioni, come ad esempio le azioni del vento, le azioni sismiche o quelle gravitazionali. Per gli interventi di miglioramento sismico, è obbligatoria la valutazione della sicurezza globale della struttura, volta a determinare la massima entità delle azioni che può sopportare con il grado di sicurezza richiesto e, di conseguenza, a valutare l'efficacia dell'intervento eseguito. Per queste categorie di intervento, le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) stabiliscono che il rapporto ζ_E , che rappresenta il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima utilizzata nel progetto di una nuova costruzione con le stesse caratteristiche, può essere inferiore a uno. Tuttavia, ciò è soggetto al rispetto delle seguenti disposizioni:

- per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV, successivo all'intervento di miglioramento, il valore del rapporto ζ_E deve essere almeno pari a 0,6;
- per tutte le altre costruzioni di classe III e per quelle di classe II, il valore del rapporto ζ_E deve essere incrementato di almeno 0,1 rispetto alla condizione iniziale;
- mediante l'impiego di isolatori sismici, per la verifica del solo sistema di isolamento, il valore del rapporto ζ_E deve essere assunto pari a 1,0 inoltre si deve garantire che la sottostruttura si mantenga in campo sostanzialmente elastico.

4.3 Interventi di adeguamento sismico

Gli interventi di adeguamento sismico hanno lo scopo di elevare il livello di sicurezza strutturale già presente nella costruzione fino a conformarsi agli standard richiesti dalle normative tecniche vigenti per le nuove edificazioni. Le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 (NTC 18) stabiliscono l'obbligatorietà di tale intervento quando si intende:

- realizzare una sopraelevazione della costruzione;
- realizzare un ampliamento della costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse che ne alterino significativamente la risposta strutturale;
- apportare variazioni di destinazione d'uso dell'edificio che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica, includendo i soli carichi gravitazionali;
- realizzare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme di opere che conducano ad un sistema strutturale diverso da quello di partenza; nel caso di edifici ad esempio, effettuare interventi strutturali che trasformino il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani;
- apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

NTC stabiliscono che per questa tipologia di interventi, così come per gli interventi di miglioramento sismico, è obbligatoria la valutazione della sicurezza globale della struttura. Tale valutazione mira a determinare se, a seguito dell'intervento, la struttura sia in grado di resistere alle combinazioni di azioni di progetto con il grado di sicurezza richiesto dalle normative per le nuove costruzioni. Nei casi degli interventi di adeguamento sismico, è generalmente richiesto che il rapporto ζ_E assuma il valore unitario. Tuttavia, sono ammissibili valori minori dell'unità ($\zeta_E = 0,80$) solo nei casi specifici come quello di (c) o quando l'adeguamento sismico, deciso dal proprietario a seguito dell'inadeguatezza rilevata tramite la valutazione della sicurezza, non rientra nei casi (a), (b) o (d). Dopo aver definito le categorie a cui possono appartenere le varie tecniche di intervento, possiamo ora esaminare i principali interventi di tipo "tradizionale", descrivendo le loro caratteristiche principali, che possono essere applicate alle tipologie costruttive più diffuse del nostro patrimonio edilizio.

5 ESOSCHELETRO RESISTO 5.9

Resisto 5.9 è un sistema innovativo che mira a migliorare la resistenza sismica e termica delle strutture attraverso l'applicazione di un esoscheletro leggero. Questo tipo di esoscheletro, solitamente realizzato con materiali moderni ad alta resistenza come fibre di carbonio o compositi avanzati, viene installato esternamente alla struttura esistente.

L'obiettivo principale di Resisto 5.9 è fornire un supporto aggiuntivo alla struttura esistente per migliorarne la capacità di resistere alle azioni sismiche. Questo viene ottenuto distribuendo uniformemente il carico sismico sulla struttura, riducendo così i punti di tensione e migliorando la sua stabilità complessiva.

Resisto 5.9 può anche contribuire a migliorare l'isolamento termico della struttura, aiutando a ridurre i consumi energetici e a creare un ambiente interno più confortevole.



Figura 8) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma)



Figura 9) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma)



Figura 10) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma)

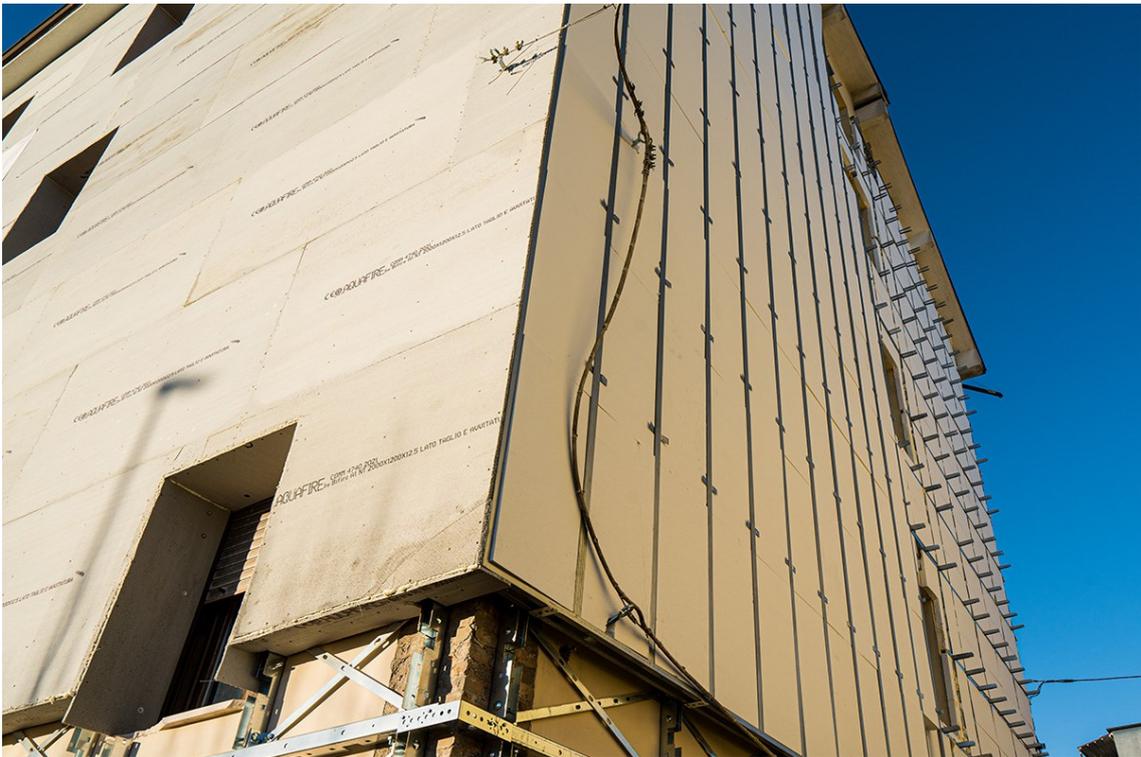


Figura 11) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma)



Figura 12) Lavori in via Cavour – Sassuolo (Progetto Sisma)

5.1 Composizione dell'Esoscheletro

L'esoscheletro può essere realizzato utilizzando una varietà di materiali avanzati, tra cui fibre di carbonio, compositi rinforzati con fibre di vetro o altri polimeri rinforzati. Questi materiali offrono una combinazione di leggerezza, resistenza e durabilità, essenziali per migliorare le prestazioni sismiche della struttura. L'esoscheletro è progettato con una struttura tridimensionale che avvolge l'edificio, fornendo supporto e rinforzo da tutti i lati. Questo tipo di struttura consente una distribuzione uniforme del carico sismico su tutta la superficie dell'edificio, migliorando così la sua capacità di resistere alle forze sismiche. L'esoscheletro può essere progettato in modo modulare per adattarsi alle specifiche esigenze della struttura esistente. Questo permette una maggiore flessibilità nell'applicazione del sistema, consentendo di personalizzarlo in base alla forma e alle dimensioni dell'edificio, nonché alle condizioni del sito.

5.2 Descrizione del sistema di rinforzo e metodi di applicazione

Il sistema è composto da:

- un telaio metallico, ottenuto dal taglio laser di una lamiera zincata, poi piegato a freddo;
- un pannello di coibentazione, sagomato e integrato nel telaio
- elementi isolanti di chiusura

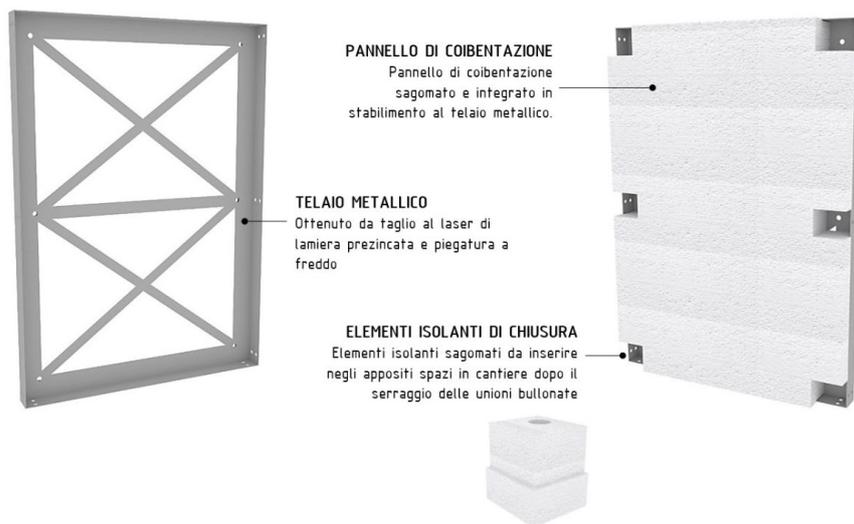


Figura 13) Componenti del modulo (Progetto Sisma)

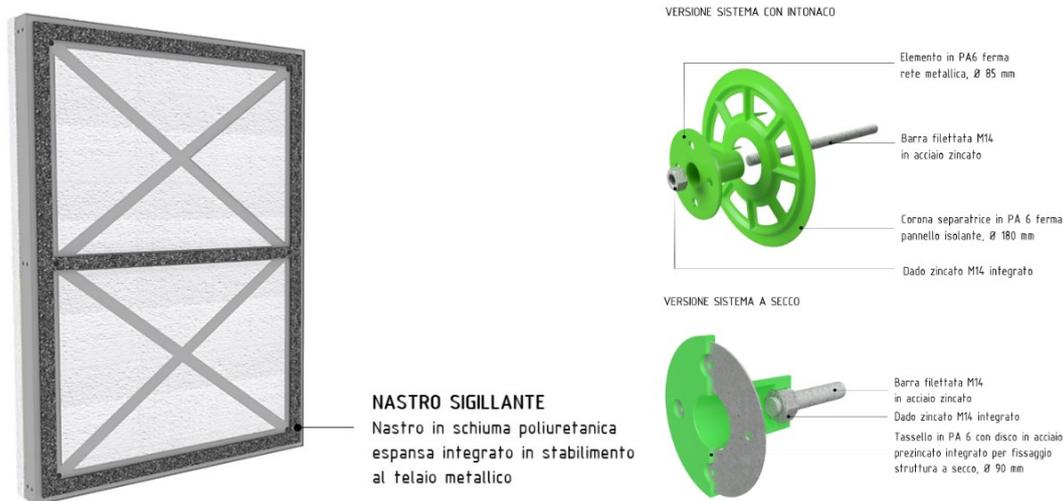


Figura 14) Componenti di ancoraggio del sistema isolante (Progetto Sisma)

I moduli devono essere posizionati in aderenza alla superficie esterna della parete, accostati tra loro e connessi alla muratura tramite ancoraggi. L'ancoraggio deve essere di tipo chimico, realizzato mediante l'iniezione di una resina specifica. Successivamente si procede all'inserimento di barre filettate M14 in acciaio classe 8.8, fissando poi rondelle e dadi M14. Ciascun modulo è inoltre connesso a quello adiacente tramite bulloni di acciaio classe 8.8, dadi e rondelle M14



Figura 15) Ancoraggio aderente alla parete in muratura (Progetto Sisma)

Il sistema viene completato con da angolari, piatti metallici per la connessione dei moduli su tutte le facce murarie, ottenendo così una cerchiatura continua e globale.



Figura 16) Ancoraggio angolare (Progetto Sisma)

Il sistema può essere eventualmente collegato ai cordoli di piano ed in fondazione mediante opportune soluzioni specifiche, come rappresentato nelle immagini successive.



Figura 17) Ancoraggio al cordolo (Progetto Sisma)

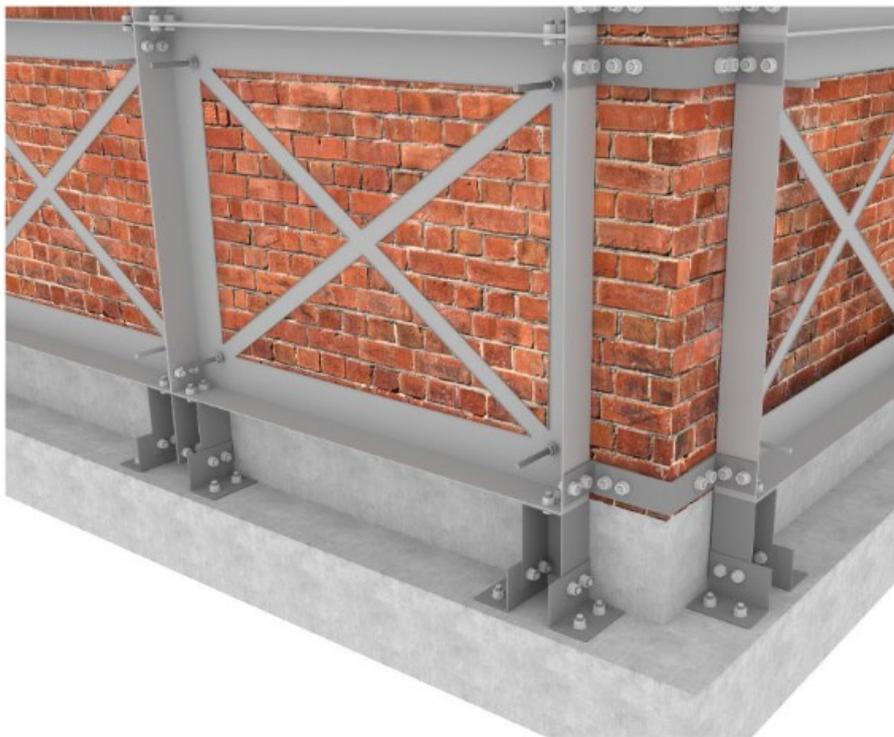


Figura 18) Ancoraggio in fondazione (Progetto Sisma)

I telai devono essere posizionati per garantire la continuità, secondo direzioni orizzontali, diagonali e verticali. La distanza dal primo telaio dal bordo della struttura, comprese anche le aperture, deve essere di circa 10-15 cm.

L'applicazione è svolta nelle seguenti fasi:

- individuazione della posizione dei fori;
- realizzazione dei fori evitando di danneggiare la muratura;
- posizionamento del modulo metallico;
- iniezione ancorante chimico;
- inserimento degli spezzoni di barra, tenendo conto dell'ortogonalità rispetto alla superficie del muro;
- fissaggio del modulo metalli alla parete mediante rondelle e bulloni;
- collegamento dei moduli;
- verifica del serraggio e di tutti i collegamenti

5.3 Funzionamento e Vantaggi:

L'applicazione dell'esoscheletro aumenta la capacità portante complessiva della struttura, consentendole di sopportare carichi sismici più elevati. Questo è particolarmente importante per le strutture esistenti che potrebbero essere state progettate prima delle attuali normative sismiche e quindi potrebbero risultare vulnerabili ai terremoti. L'esoscheletro aumenta la rigidità complessiva della struttura, riducendo così i suoi spostamenti durante un evento sismico. Inoltre, migliora anche la sua duttilità, consentendo alla struttura di assorbire e dissipare l'energia sismica in modo più efficace, riducendo così il rischio di danni strutturali. Oltre alla resistenza sismica, l'esoscheletro può anche fornire benefici in termini di isolamento termico e acustico. L'aggiunta di uno strato esterno può contribuire a ridurre le perdite di calore durante i mesi freddi e a limitare la trasmissione del rumore da fonti esterne. Il sistema Resisto 5.9 è progettato per essere compatibile con una vasta gamma di interventi di ristrutturazione e riqualificazione, consentendo di migliorare la sicurezza sismica degli edifici esistenti senza comprometterne l'aspetto estetico o la funzionalità. Riducendo il rischio di danni durante un evento sismico, il sistema Resisto 5.9 può contribuire a preservare le risorse edili esistenti e a ridurre la necessità di demolizione e ricostruzione. Ciò può portare a un

minore impatto ambientale e a un risparmio energetico complessivo nel lungo periodo. In conclusione, il sistema Resisto 5.9 rappresenta una soluzione completa e innovativa per migliorare la sicurezza sismica degli edifici esistenti, offrendo una combinazione di resistenza, rigidezza e duttilità che li rende più resilienti agli eventi sismici. Grazie alla sua modularità, adattabilità e compatibilità con altri interventi di ristrutturazione, può essere utilizzato in una varietà di contesti edilizi per proteggere le persone, le proprietà e l'ambiente.

5.4 Prove sperimentali

Le prove sono state effettuate da “Fondazione EUCENTRE” utilizzando il sistema RESISTO 5.9 di “Progetto Sisma”. Le sperimentazioni sono state effettuate su tre set di pannelli murari, che sono stati sottoposti a prove cicliche di compressione e taglio nel corso della fase sperimentale. Le dimensioni dei provini sono state definite sulla base delle dimensioni standard del sistema di rinforzo, tenendo conto delle indicazioni per il montaggio.

I provini sono stati realizzati al di sopra di basi in c.a. preventivamente posizionate su un sottofondo, per garantirne l'orizzontalità del piano. Le fondazioni sono alte 400mm e sono dotate di fori verticali per il fissaggio al pavimento del laboratorio.

Fra i mattoni e la base in c.a. è stato realizzato uno spessore di malta di 2 cm, classe M15, per evitare scorrimenti.

Si riporta il provino simile al caso studio di questa tesi.



Figura 19) Provino iniziale, composto da mattoni (Fondazione EUCENTRE)



Figura 20) Provino rinforzato (Fondazione EUCENTRE)

Successivamente i provini sono stati spostati in laboratorio ed è stato applicato il cordolo sommitale in c.a., che ha la funzione di garantire il collegamento. Anche in questo caso, come per le fondazioni è stato realizzato un giunto di 2 cm di spessore di malta anti-ritiro ad alta prestazione, per garantire la giusta aderenza fra i due elementi.

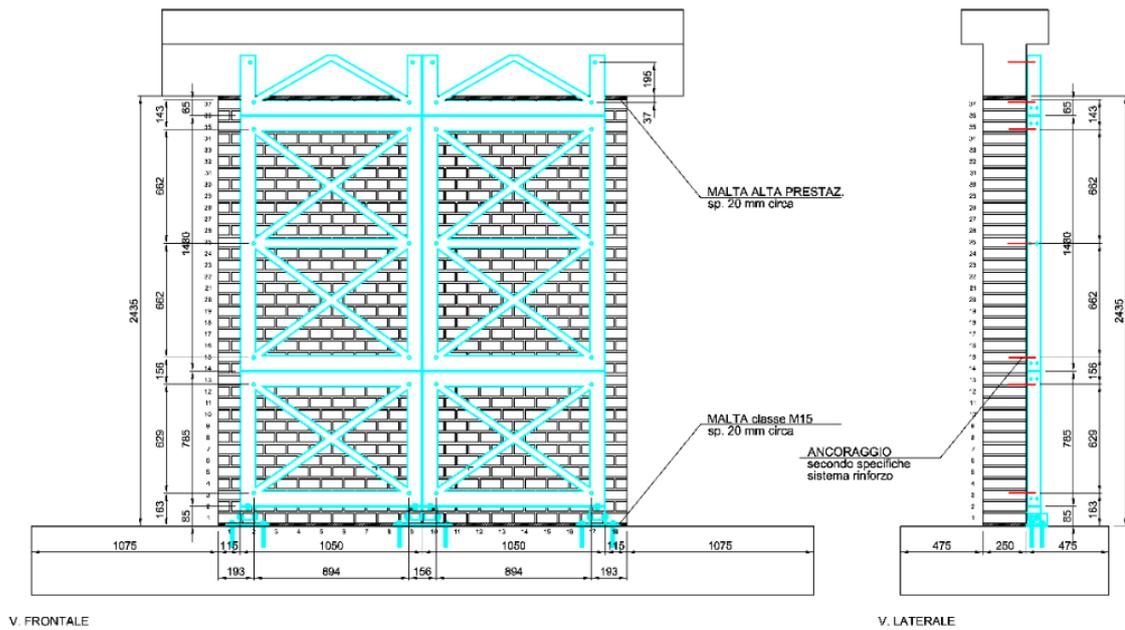


Figura 21) Schema del provino rinforzato ancorato al cordolo e alla fondazione (Fondazione EUCENTRE)

5.4.1 Apparato sperimentale (FONDAZIONE EUCENTRE)

Le prove cicliche di compressione-taglio sono state condotte presso il laboratorio ShakeLab della Fondazione EUCENTRE.

L'apparato sperimentale è stato installato tra due muri di reazione tra loro ortogonali e da una piastra rigida. Il sistema è costituito da tre attuatori oleodinamici servo-controllati mediante elettrovalvole, due disposti verticalmente e uno orizzontalmente. Gli attuatori sono fissati ai muri ortogonali, più precisamente; gli attuatori verticali sono appesi alla parete parallela al provino mediante un sistema in acciaio, mentre l'attuatore orizzontale è fissato alla parete perpendicolare al provino

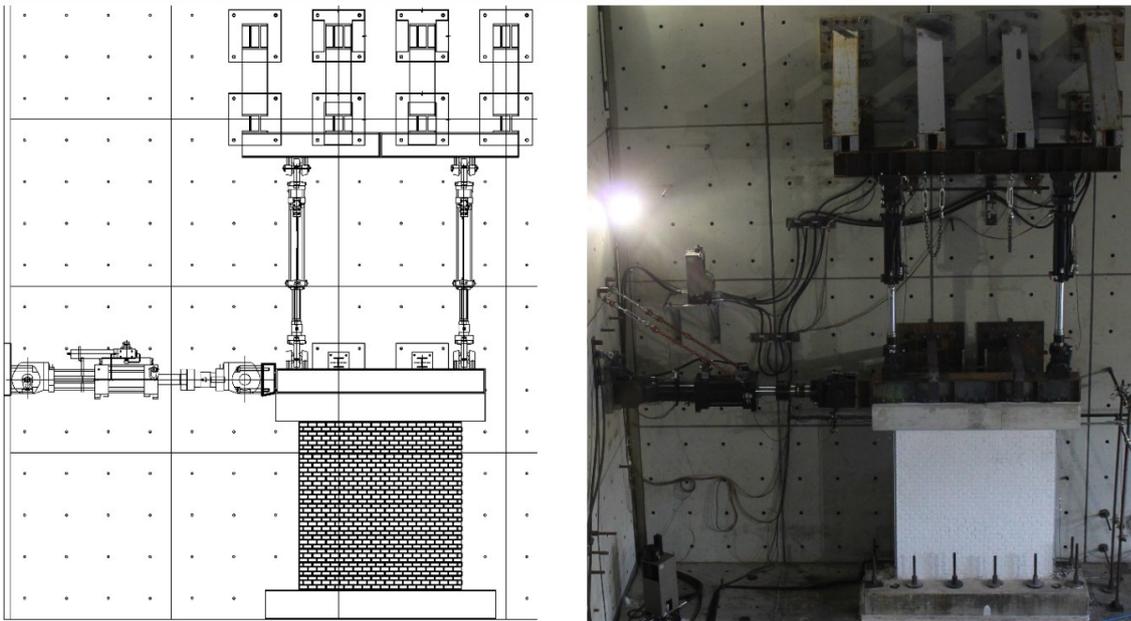


Figura 22) Apparato sperimentale utilizzato per la prova ciclica di compressione-taglio (Fondazione EUCENTRE)

5.4.2 Procedura di prova (FONDAZIONE EUCENTRE)

La procedura ha previsto, come prima fase, l'applicazione dei carichi verticali, con un carico orizzontale nullo, successivamente è proseguita con l'applicazione della forza orizzontale.

La durata temporale di ogni ciclo è stata mantenuta costante durante la prova, incrementando ad ogni ciclo la velocità di spostamento dell'attuatore orizzontale.

Dati e tabelle che seguono sono presi dal rapporto numerico "STUDIO DEL COMPORTAMENTO SISMICO DI MURATURE PORTANTI RINFORZATE CON RIVESTIMENTO ESTERNO MODULARE IN ACCIAIO".

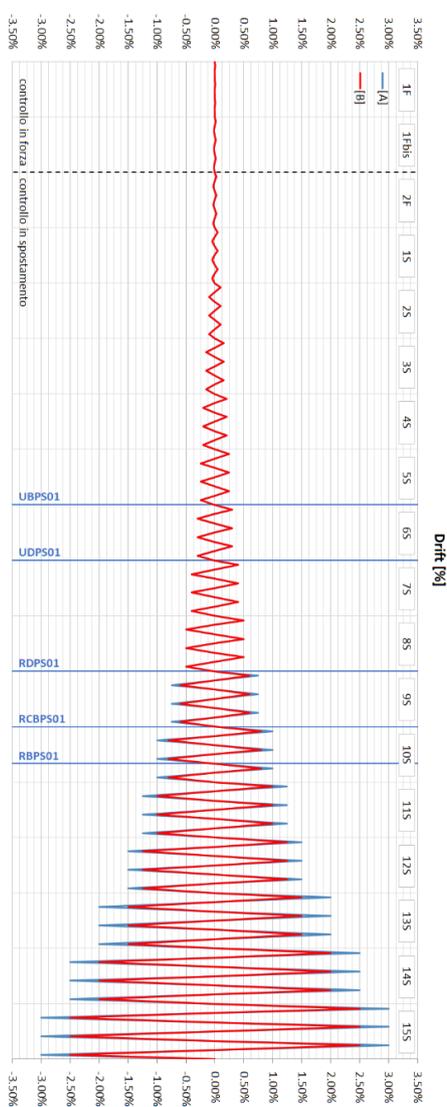


Figura 23) Protocollo di prova per i test ciclici nel piano (Fondazione EUCENTRE)

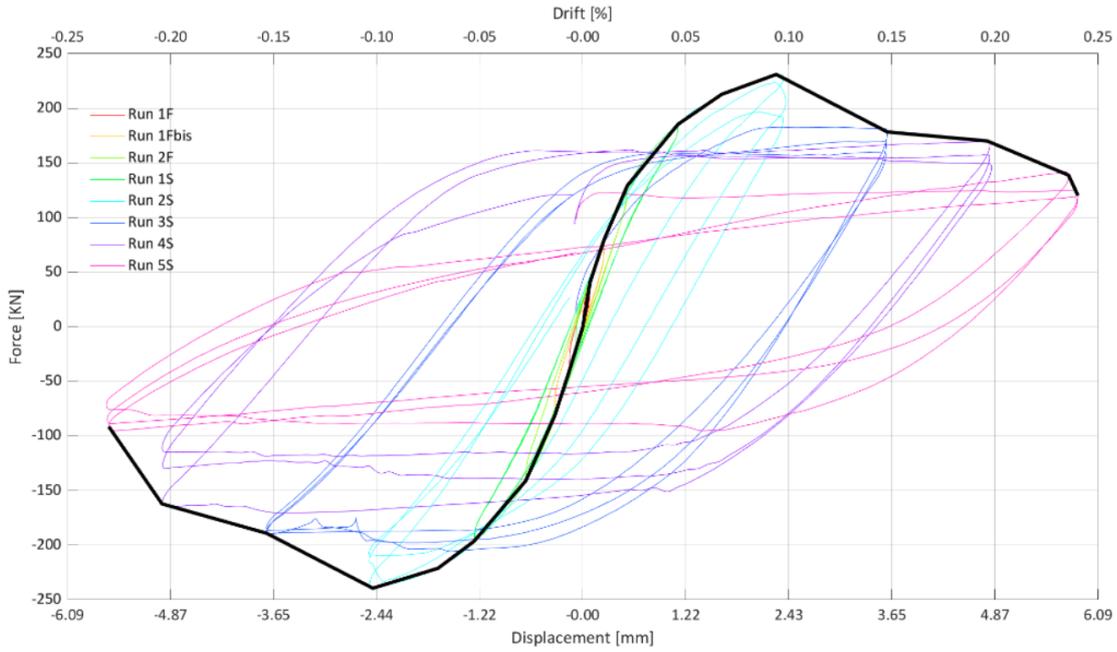


Figura 24) Ciclo isteretico provino iniziale (Fondazione EUCENTRE)

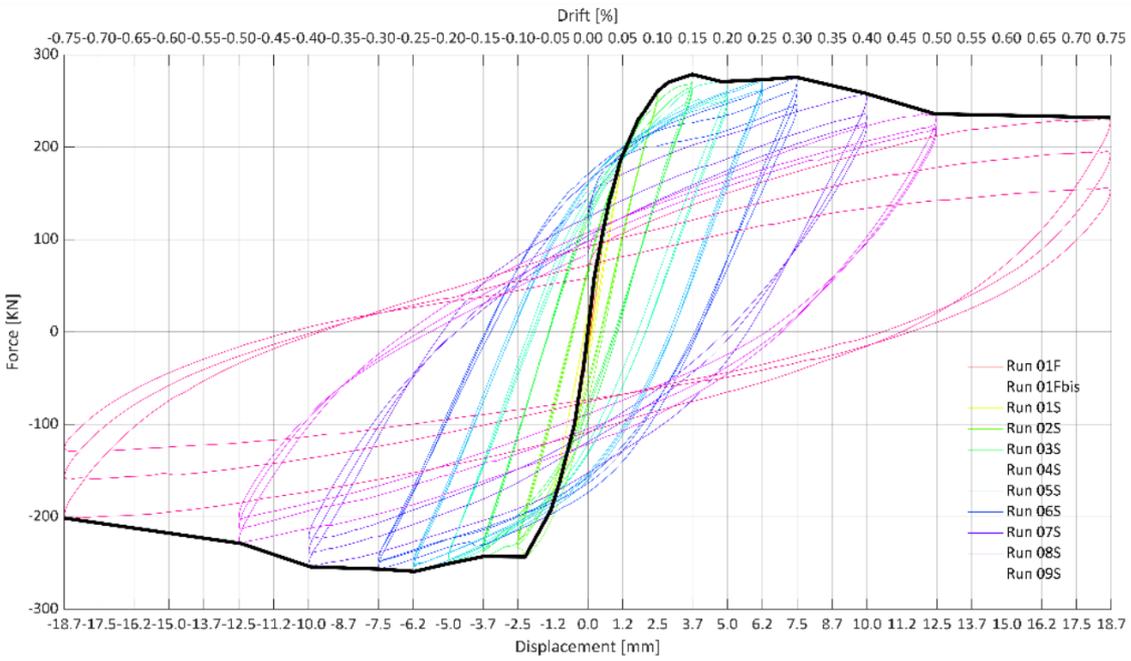


Figura 25) Ciclo isteretico provino rinforzato (Fondazione EUCENTRE)

5.4.3 Risultati ottenuti (FONDAZIONE EUCENTRE)

Il provino preso in analisi ha sviluppato le prime lesioni orizzontali al ciclo 2S, in corrispondenza del giunto di malta in collegamento con la fondazione. Nei cicli successivi le fessurazioni hanno interessato i giunti di malta tra i mattoni alla base e alla sommità del muro e alla quota degli ancoraggi intermedi del telaio metallico. Da questi punti, a partire dal ciclo 6S, si sono manifestate fessurazioni da cui si sono sviluppate lesioni diagonali a cuneo. Durante lo stesso ciclo si sono manifestati scorrimenti della muratura dell'ordine di 1 cm, cresciuti poi in ampiezza nei cicli successivi, con disgregazione della tessitura. Il collasso del provino si è infine verificato con una deformazione fuori dal piano da parte dei cunei di muratura, provocando l'espulsione di conci di muratura alla quota degli ancoraggi intermedi.

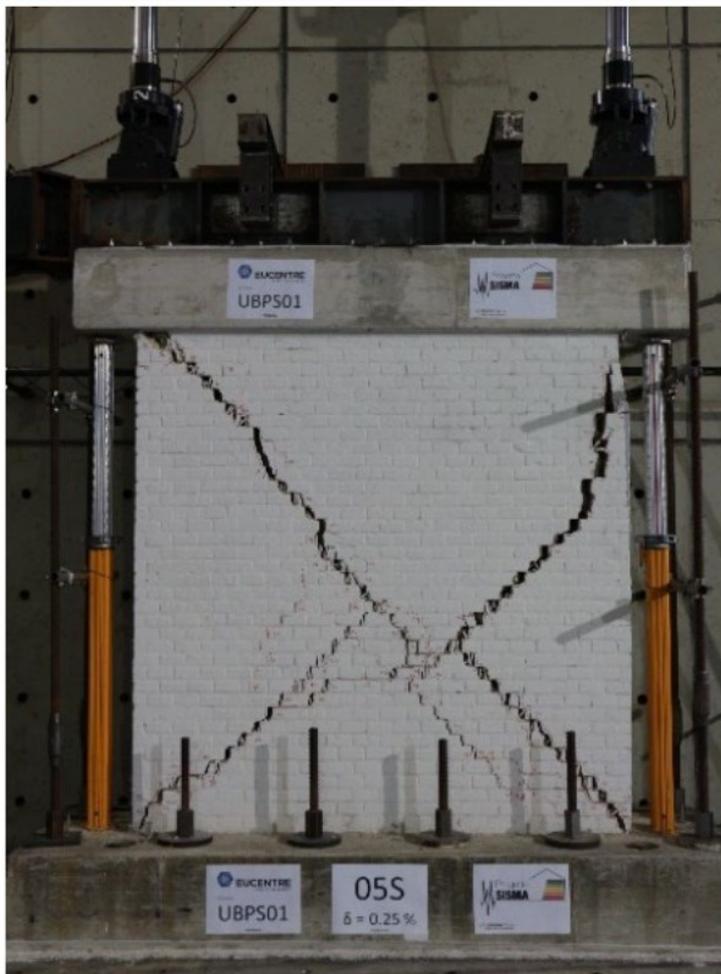


Figura 26) Provino collassato a seguito della prova ciclica (Fondazione EUCENTRE)



Figura 27) Provino rinforzato collassato a seguito della prova ciclica (Fondazione EUCENTRE)

Dal confronto tra le curve isteretiche si evidenzia una migliore prestazione allo stato limite ultimo della parete rinforzata, che hanno mostrato un incremento significativo della capacità deformativa.

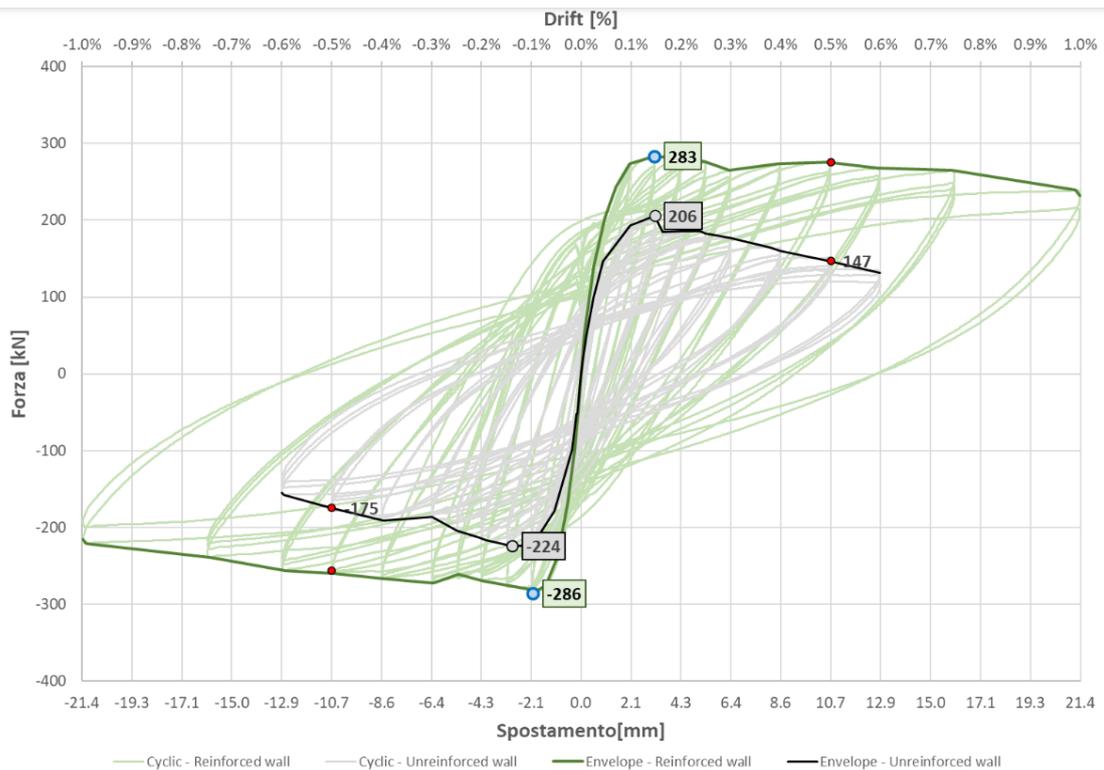


Figura 28) Confronto tra le curve isteretiche, con e senza rinforzo (Fondazione EUCENTRE)

Nel caso del muro non rinforzato, la forza massima è stata raggiunta al primo danneggiamento visibile, dove prima del raggiungimento del picco la curva ha evidenziato una lieve riduzione della pendenza fino a registrare un degrado sia in termini di resistenza che di rigidità.

Nel caso del muro rinforzato la risposta ciclica è stata caratterizzata da livelli massimi di forza, sia in tiro che in spinta. Dopo aver raggiunto il picco al ciclo 3S, con un drift nominale del 0.15%, si è sviluppato un ramo quasi orizzontale fino al ciclo 6S in tiro e 7S in spinta, con dei drift rispettivamente di 0.30% e 0.40%. Successivamente la curva ha subito un lento e progressivo degrado, fino all'interruzione della prova al ciclo 6S.

5.5 Modellazione numerica DEM (FONDAZIONE EUCENTRE)

La sperimentazione del provino è stata collegata anche ad una modellazione numerica, eseguita in forma più specifica. Esistono due tipi di modellazioni; modellazione continua “meso-modellazione” e la modellazione discreta “micro-modellazione”. In questo caso è stata utilizzata una modellazione DEM che rappresenta la struttura con elementi distinti (DEM). Questa strategia rappresenta un compromesso tra la micro e la meso modellazione.

Chiamata anche micro-modellazione semplificata, la modellazione DEM si occupa di configurare i mattoni/blocchi di muratura, considerandoli come parallelepipedi tridimensionali continui, mentre l’influenza dei giunti di malta viene rappresentata tramite elementi di interfaccia di spessore nullo. Gli elementi modulari di rinforzo sono stati invece modellati andando a considerare i singoli profili che costituiscono il modulo come elementi finiti monodimensionali di tipo beam. I modelli numerici utilizzati nella sperimentazione sono stati implementati utilizzando il software commerciale 3DEC, sviluppato da ITASCA. Il software è basato su un algoritmo di integrazione dinamica nel tempo che risolve nel tempo che risolve le equazioni del moto di un sistema di blocchi attraverso un solutore esplicito a differenze finite. Adottando la modellazione ad elementi distinti, ogni blocco di muratura può essere rappresentato esplicitamente.

Per verificare la coerenza dei risultati sperimentali è stata svolta un’analisi pushover, utilizzando il modello DEM.

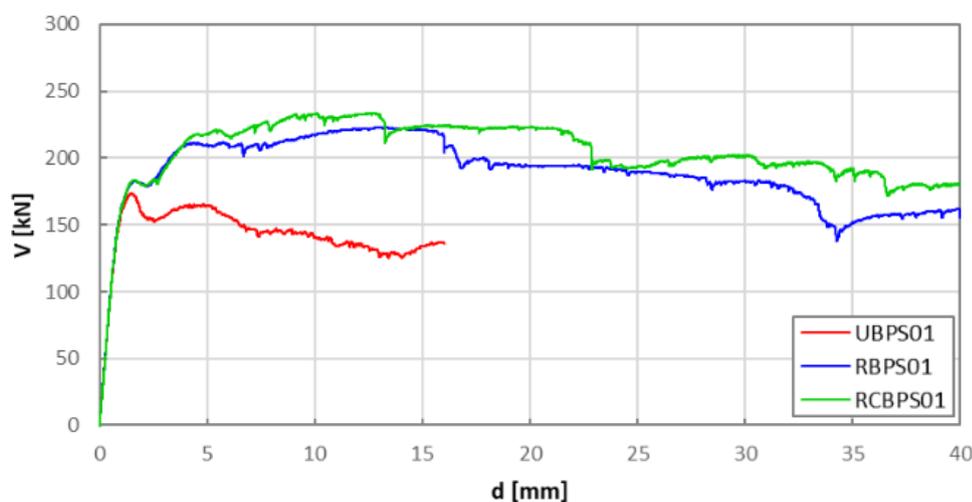


Figura 29) Curve di capacità a confronto (FONDAZIONE EUCENTRE)

Per ottenere invece una perfetta coerenza con i risultati sperimentali è stato considerato il contributo a trazione dei giunti di malta in corrispondenza del picco di forza iniziale, segnato con linee tratteggiate.

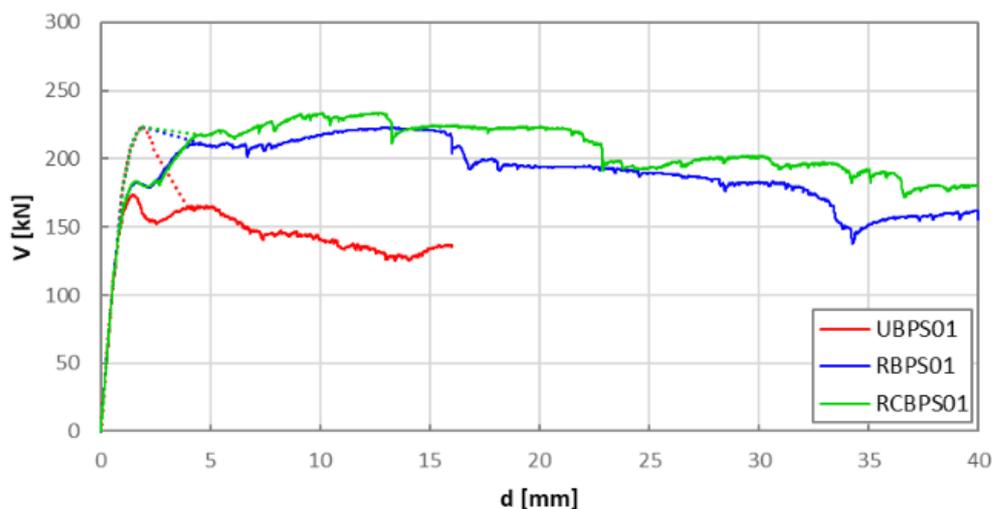


Figura 30) Curve di capacità a confronto con l'incremento di forza di snervamento data dal contributo a trazione dei giunti di malta (FONDAZIONE EUCENTRE)

I confronti tra le curve isteretiche sperimentali e numeriche, mostrano come il modello numerico sia in grado di simulare con buona approssimazione la risposta ciclica sperimentale dei provini, sia in termini di rigidità e resistenza. Anche i meccanismi di danno risultano coerenti con quelli sperimentali, come evidente nei confronti tra i quadri di danneggiamento numerico e sperimentale a fine prova.

6 MODELLAZIONE NUMERICA FEM

Per implementare lo studio fatto da EUCENTRE con il caso studio di questa tesi è stato studiato la stessa porzione di muro ma con il software PRO_SAP, utilizzando l'estensione PRO_SAM.

Prima di analizzare lo studio push over del rinforzo è stata fatta un'analisi della muratura, considerando gli stessi parametri utilizzati dallo studio sperimentale del capitolo precedente.

Pertanto sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- $L= 2335$ mm
- $H= 2435$ mm
- $T= 250$ mm
- $\sigma_0= 0.50$ Mpa

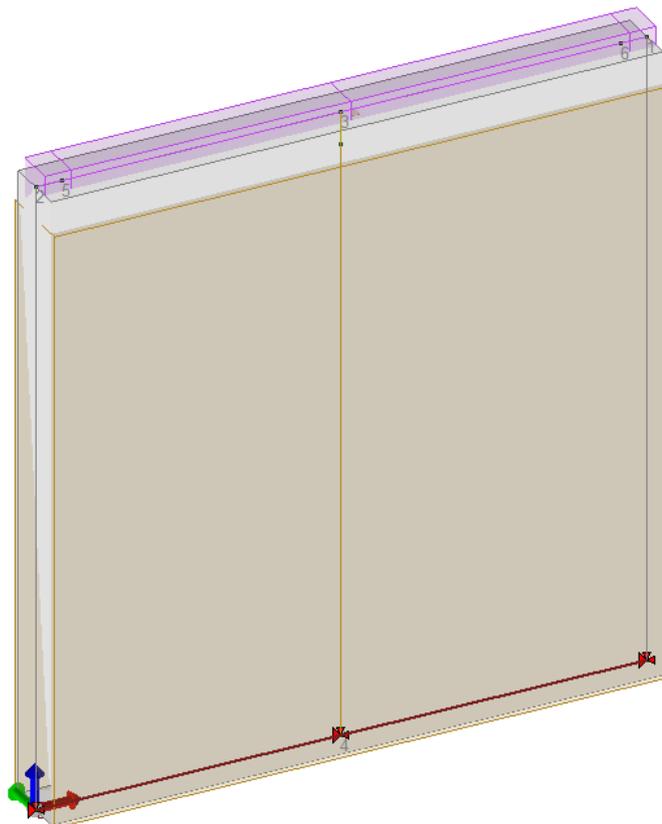


Figura 31) Modellazione Pro_Sap, porzione di muratura senza rinforzo

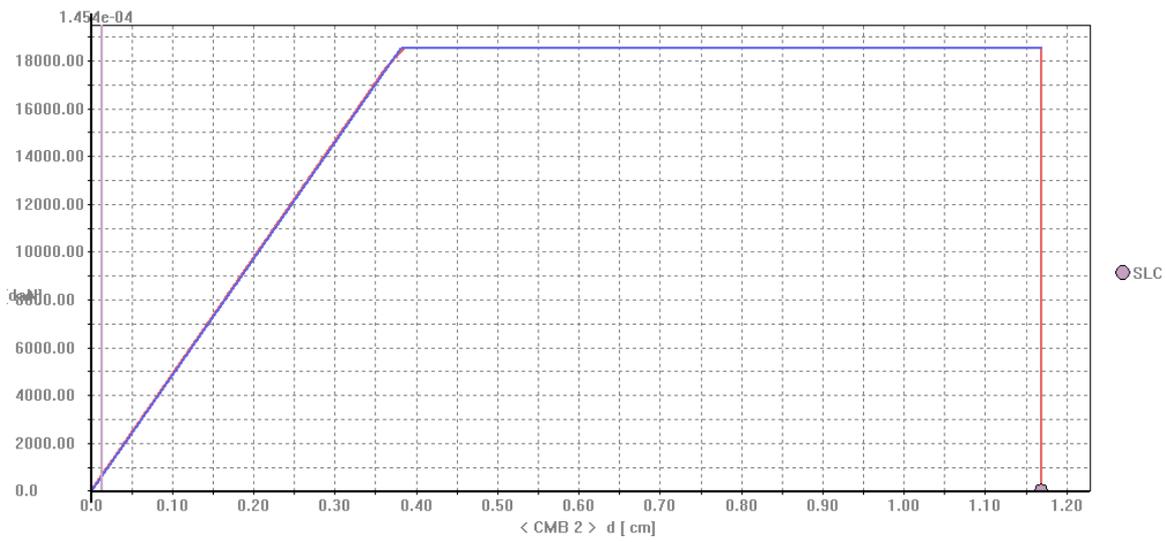


Figura 32) Curva di capacità del muro senza rinforzo

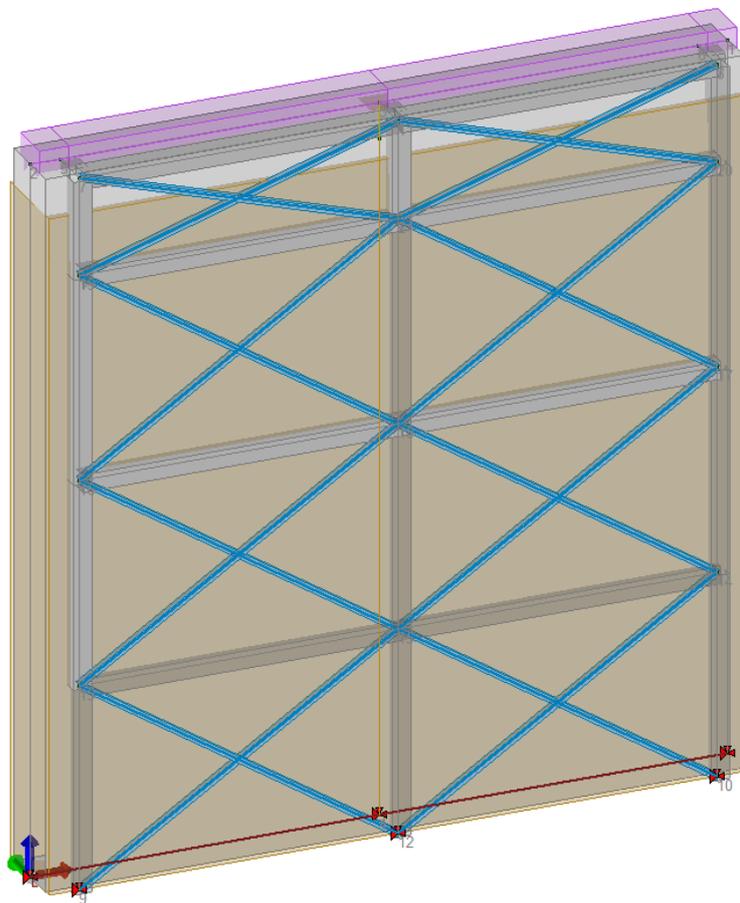


Figura 33) Modellazione Pro_Sap, porzione di muro con rinforzo

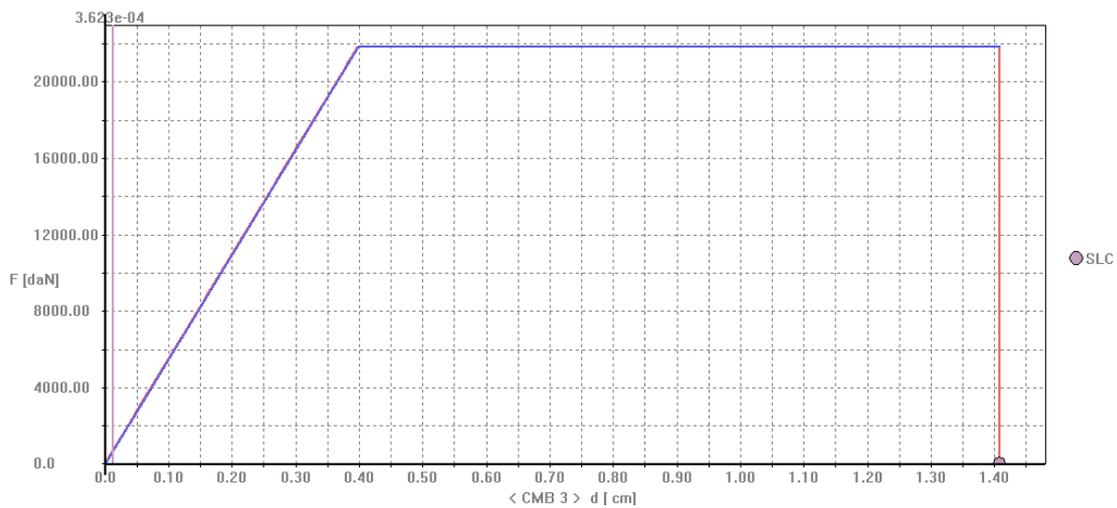


Figura 34) Curva di capacità del muro con rinforzo

A seguito dell'implementazione del rinforzo in acciaio si nota come sia aumentata la forza di snervamento del sistema che porta alla plasticizzazione della porzione di muro. Con l'applicazione dell'esoscheletro sono apprezzabili miglioramenti in termini di assorbimento della spinta sismica, ma per quanto riguarda la fase plastica non si può apprezzare nessun cambiamento.

L'incremento di capacità deformativa ultima garantito dalla presenza del rinforzo risulta evidente in entrambi i software, nel il modello DEM restituisce un diminuzione di resistenza graduale e dettagliata, il modello FEM genera risultati più generici.

7 CASO STUDIO

Il caso studio esaminato riguarda un'abitazione privata situata a Padova.

Descrizione:

L'abitazione si sviluppa in su un unico piano fuori terra per una superficie di 107.83 m².

L'ingresso è esposto a sud, nella parte centrale della casa, dividendo la zona giorno, composta da cucina e salotto e la zona notte, con due camere da letto. Il bagno separa le due zone, ponendosi al centro della casa. Si identificano infine una zona ripostiglio e un locale tecnico accessibile dall'esterno. La struttura portante è in mattoni pieni, con muri di spessore 30 centimetri lungo il perimetro della casa e di 15 centimetri per i muri divisorii interni.



Figura 35) Prospetto frontale

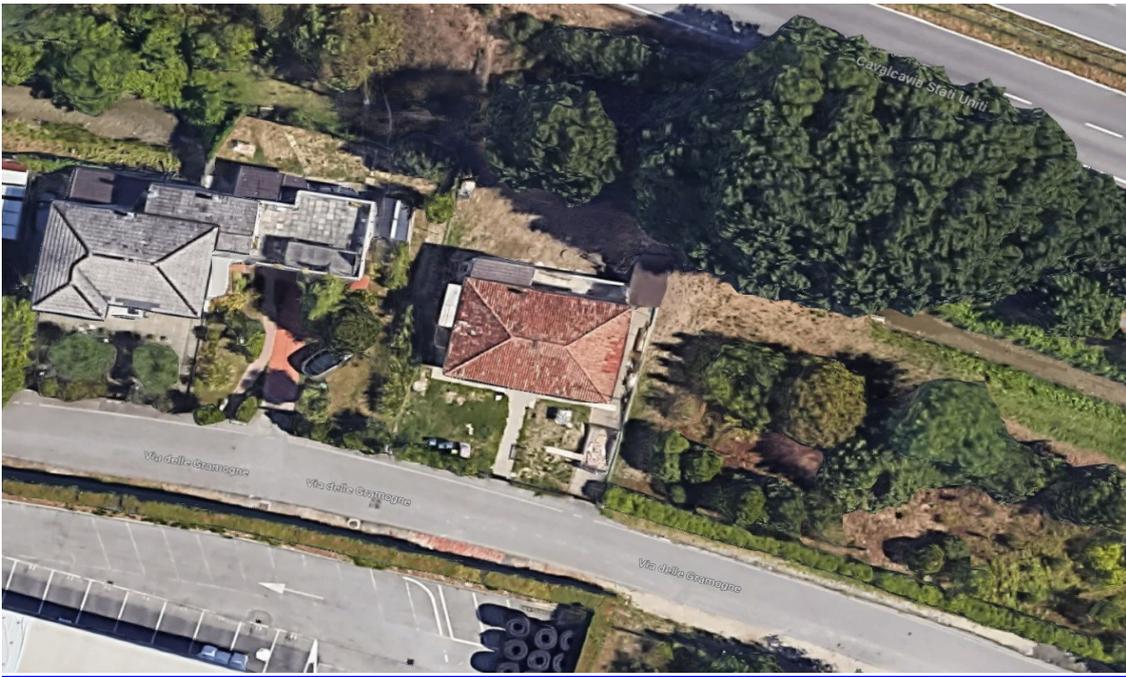


Figura 36) Vista dall'alto

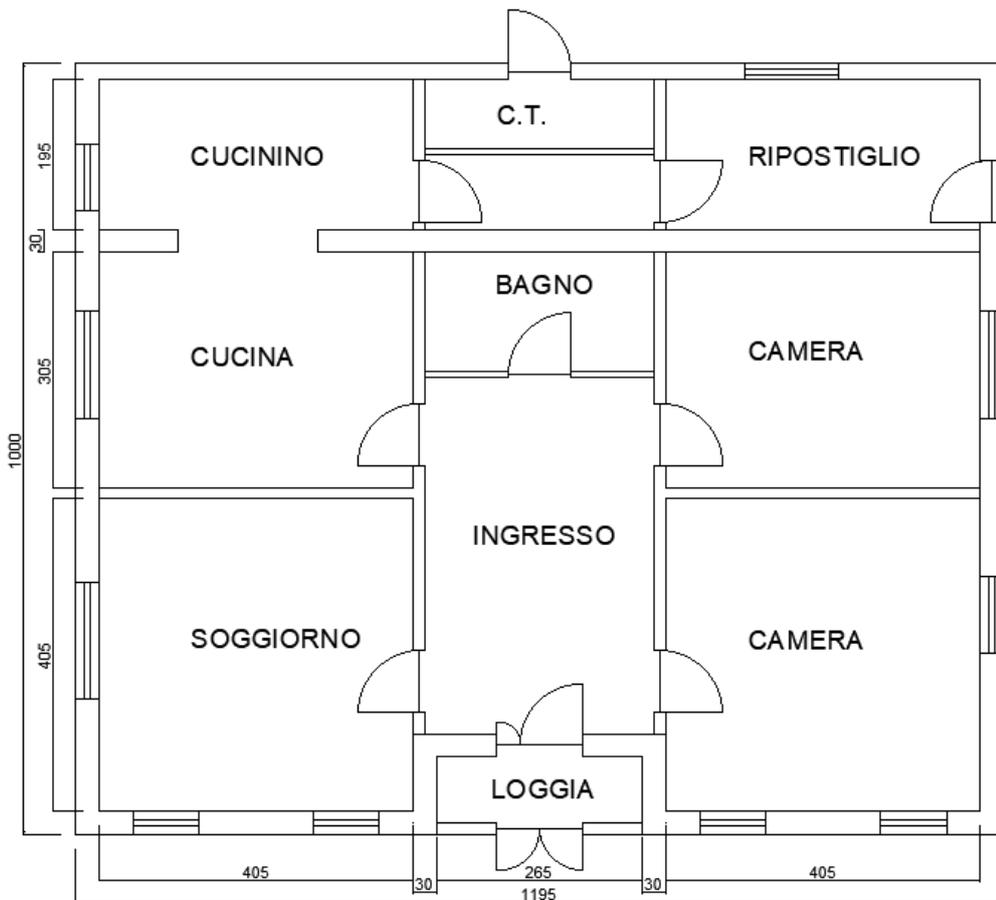


Figura 37) Pianta piano terra

Solaio c.a. a travetti tralicciati

Descrizione:

Il sistema del solaio a travetti tralicciati, comunemente chiamato solaio "bausta", è composto da travetti tralicciati e da elementi di alleggerimento in laterizio. I travetti tralicciati sono formati da calcestruzzo armato versato all'interno di fondelli in laterizio, rinforzati da un traliccio metallico a forma triangolare.

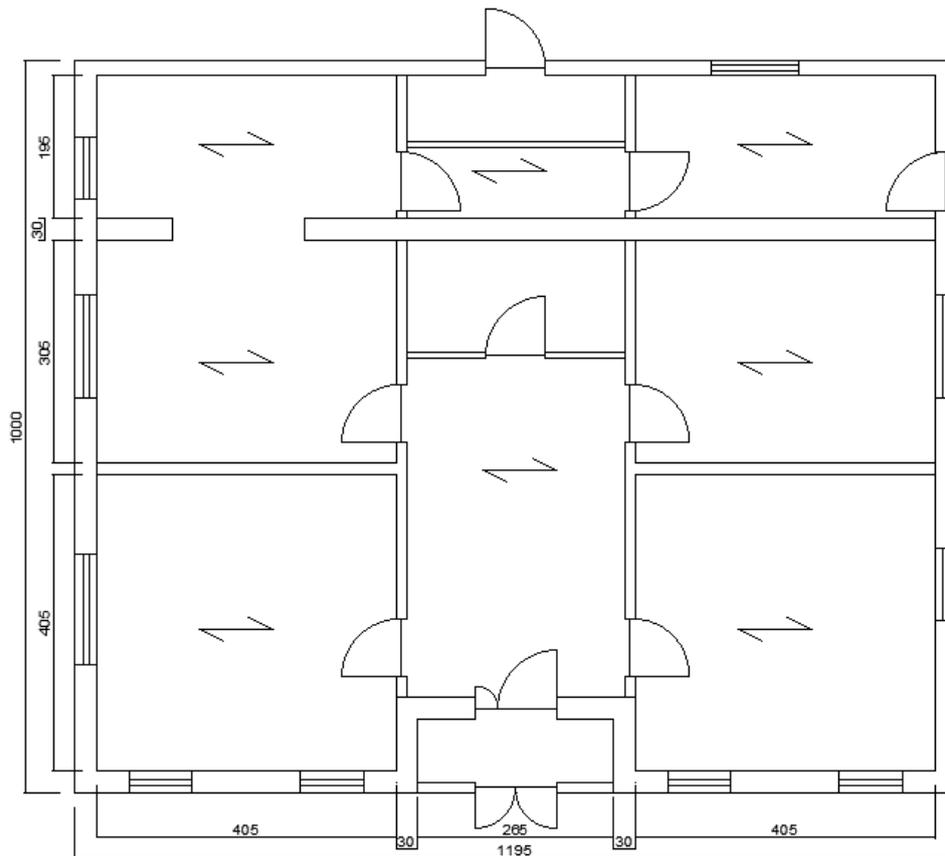


Figura 38) Orditura solaio primo piano

MODELLO PROSAP

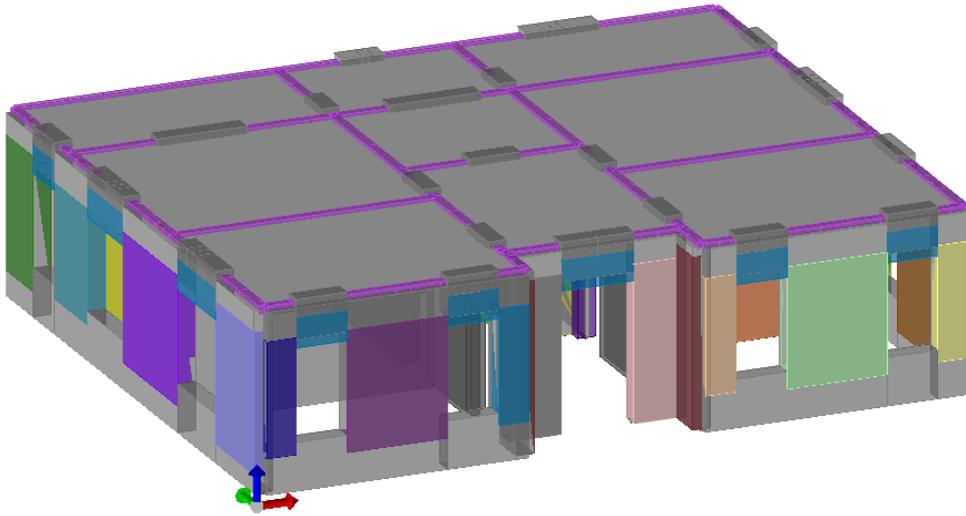


Figura 39) Modello solido Prosap, vista assometrica 1

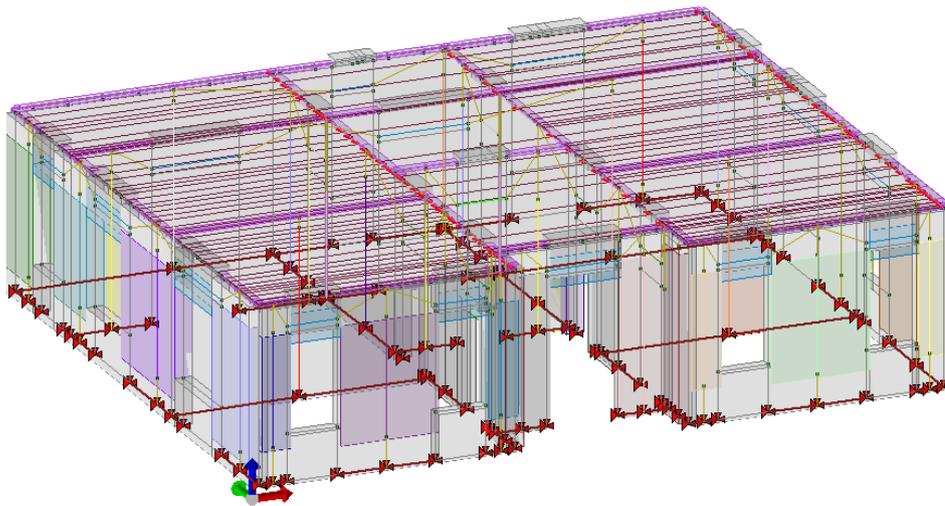


Figura 40) Modello linee nascoste Prosap, vista assometrica 1

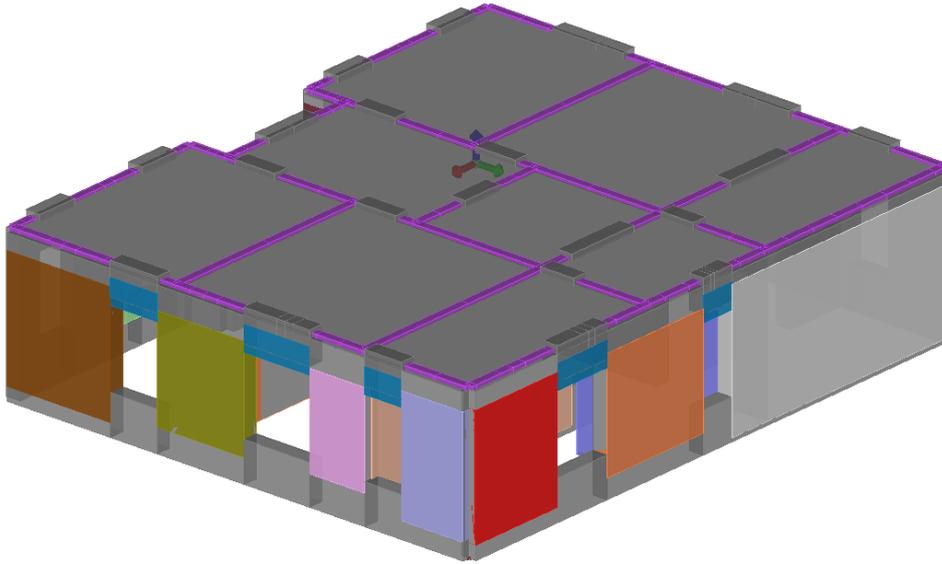


Figura 41) Modello solido Prosap, vista assometrica 2

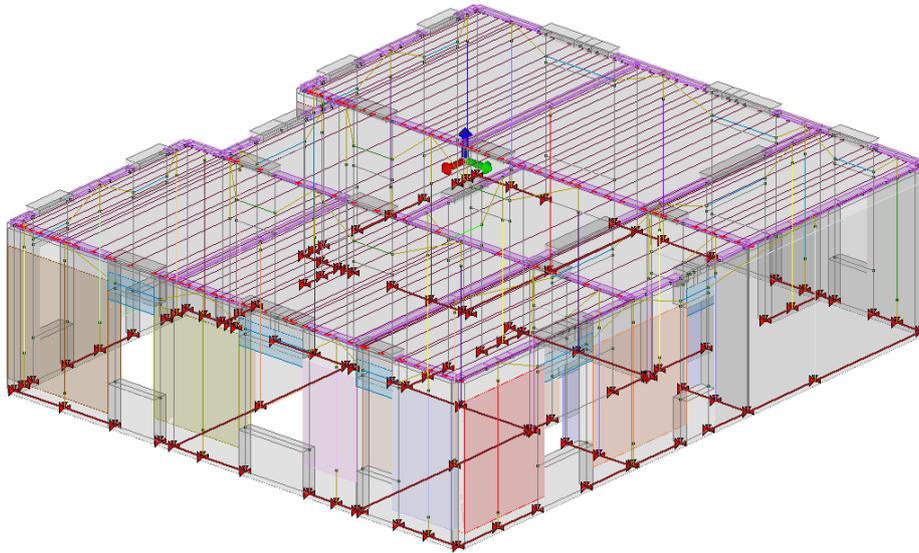


Figura 42) Modello linee nascoste Prosap, vista assometrica 2

7.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

MURATURA:

Muratura	Laterizi pieni con malta M5			valori di progetto (design) = $f_k/(\gamma_M \cdot FC)$			
Resistenza f_k	60,00	daN/cm ²	6,00	N/mm ²	1,85185	N/mm ²	Resistenza f_d
Resistenza f_{hk}	30,00	daN/cm ²	3,00	N/mm ²	0,92593	N/mm ²	
Resistenza f_{v0k}	2,00	daN/cm ²	0,20	N/mm ²	0,06173	N/mm ²	Resistenza f_{v0d}
Resistenza f_{v0hk}	2,00	daN/cm ²	0,20	N/mm ²	0,06173	N/mm ²	
Resistenza τ_{0k}	1,00	daN/cm ²	0,10	N/mm ²	0,03086	N/mm ²	
Resistenza f_{vlimk}	9,75	daN/cm ²	0,98	N/mm ²	0,30093	N/mm ²	
Peso specifico	0,0020	daN/cm ³	20,0	kN/m ³			
Resistenza f_{vlimk}	150,00	daN/cm ²	15,00	N/mm ²	4,62930	N/mm ²	resistenza compres blocco

Tabella 5) Caratteristiche della muratura

7.2 ANALISI DEI CARICHI DEI SOLAI

Si riportano di seguito l'analisi dei carichi relative ai solai presenti nella struttura in oggetto:

Solaio c.a. a travetti tralicciati. Q sol = 686.0

Descrizione:

Solaio a struttura mista in laterocemento realizzato con travetti di calcestruzzo armato gettati entro fondelli di laterizio con traliccio metallico.

Carichi permanenti strutturali [daN/mq]

- solaio c.a. s=20+4 i=50 cm	294.0
Totale carichi G1	294.0

Carichi permanenti portati [daN/mq]

- sottofondo cls leggero con polistirolo (s=7.0 cm)	42.0
- intonaco (s=1.5 cm)	30.0
- ripartizione tramezzature	120.0
Totale carichi G2	192.0

Carichi variabili [daN/mq]

Sovraccarico variabile Q	200.0
---------------------------------	--------------

Categoria carichi variabili: A - Ambienti ad uso residenziale - Aree per attività domestiche e residenziali.

Coefficienti di combinazione: $y_0 = 0.70$, $y_1 = 0.50$, $y_2 = 0.30$

7.3 AZIONE SISMICA

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo **B, C, D, E** i coefficienti S_S e C_C vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 6) Categorie sottosuolo (NTC 2018)

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 7) Categoria topografica (NTC 2018)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Figura 43) Spettro di risposta elastico in accelerazione (NTC 2018)

L'azione sismica viene definita in relazione a un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura						
Classe d'uso	Vita Vn	Coeff. Uso	Periodo Vr	Tipo di suolo	Categoria topografica	Quota relativa
	[anni]		[anni]			[%]
II	50.0	1.0	50.0	D	T4	-

Tabella 8) Parametri della struttura

La risposta sismica locale (RSL) è definita come da NTC 2018 Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III

Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	B media
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Statica non lineare
Verifica SLD di resistenza	NO

Tabella 9) Caratteristiche della struttura

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

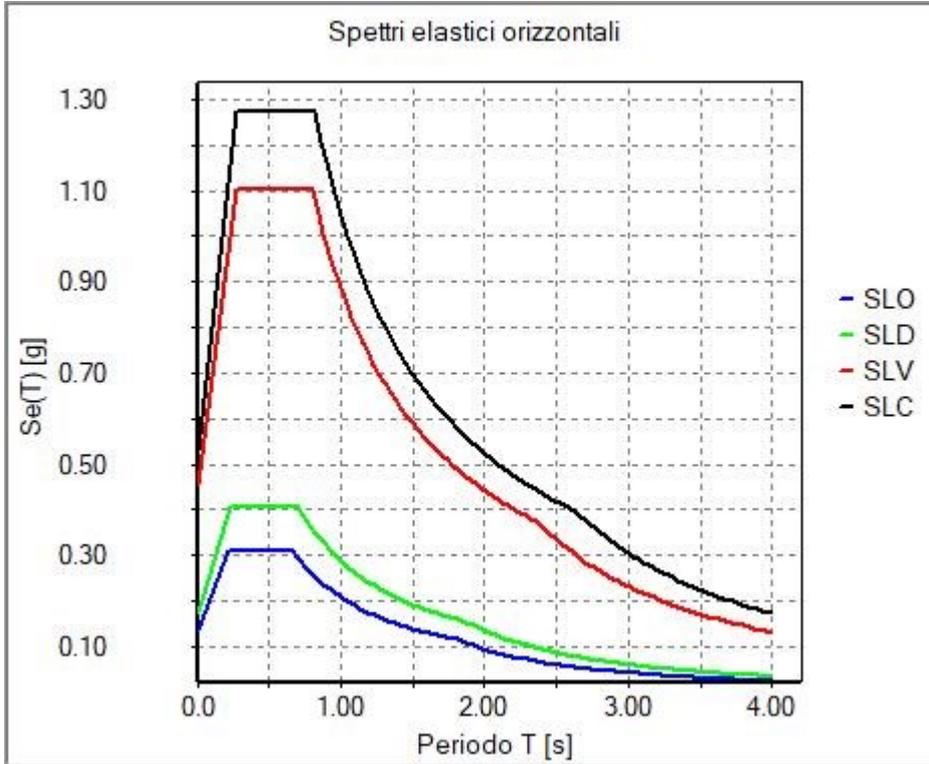


Tabella 10) Spettro elastico orizzontale

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y efficace x g	M %	Z efficace g	M x %	RZ efficace g	M %
-	Hz	sec	daN	-	daN	-	daN	-	daN cm2	-
1	20.68	0.05	3.990e+04	34	5.240e+04	45	0.1	0	5.323e+05	19
2	21.26	0.05	4.142e+04	35	6.217e+04	53	0.2	0	2.371e+05	8
3	27.19	0.04	3.382e+04	29	744.8	0	0.4	0	2.013e+06	72
4	75.34	0.01	58.6	0	3.75e-03	0	5.0	0	643.7	0
5	77.10	0.01	15.4	0	3.2	0	2.934e+04	25	48.7	0
6	78.36	0.01	3.6	0	5.12e-02	0	1.967e+04	17	74.3	0

7.4 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

	Tipo CDC	Descrizione
1	Ggk	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	caso di carico o comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Tabella 11) Schematizzazione dei casi di carico

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Esk	nlin_tria_dir0_epos	
6	Esk	nlin_tria_dir0eneg	
7	Esk	nlin_tria_dir180_epos	
8	Esk	nlin_tria_dir180eneg	
9	Esk	nlin_tria_dir90_epos	
10	Esk	nlin_tria_dir90eneg	
11	Esk	nlin_tria_dir270_epos	
12	Esk	nlin_tria_dir270eneg	
13	Esk	nlin_unif_dir0_epos	
14	Esk	nlin_unif_dir0eneg	
15	Esk	nlin_unif_dir180_epos	
16	Esk	nlin_unif_dir180eneg	
17	Esk	nlin_unif_dir90_epos	
18	Esk	nlin_unif_dir90eneg	
19	Esk	nlin_unif_dir270_epos	
20	Esk	nlin_unif_dir270eneg	

Tabella 12) Casi di carico

Legenda

Tipo CDC

Indica il tipo di caso di carico

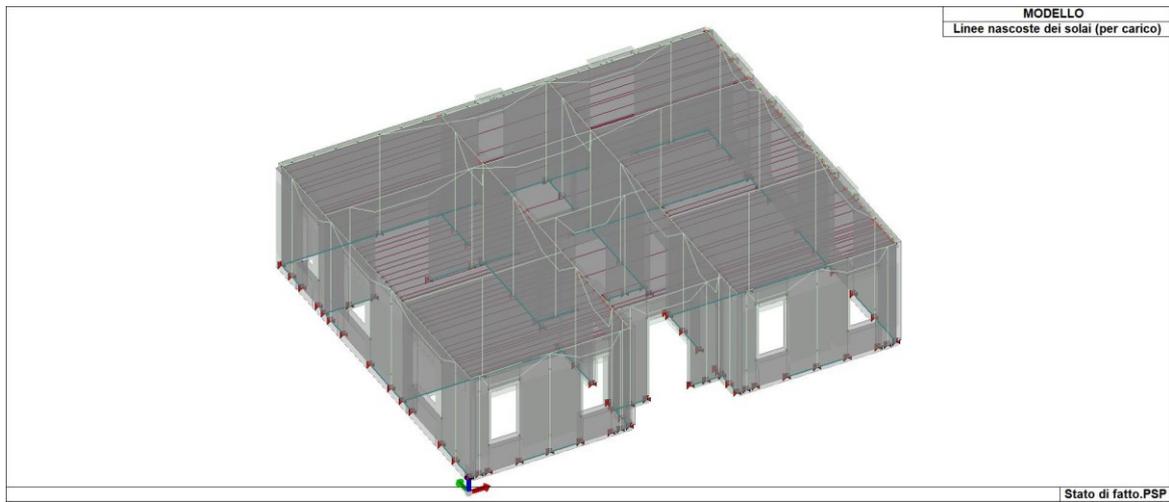


Figura 44) Modello telaio equivalente

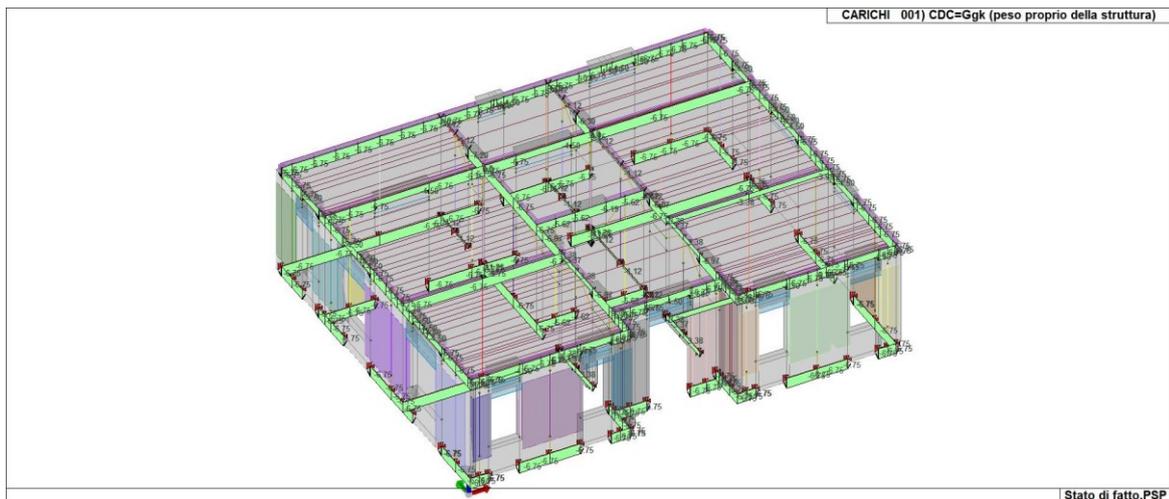


Figura 45) CDC=Ggk (peso proprio della struttura)



Figura 46) CDC=G1sk (permanente solai-coperture)

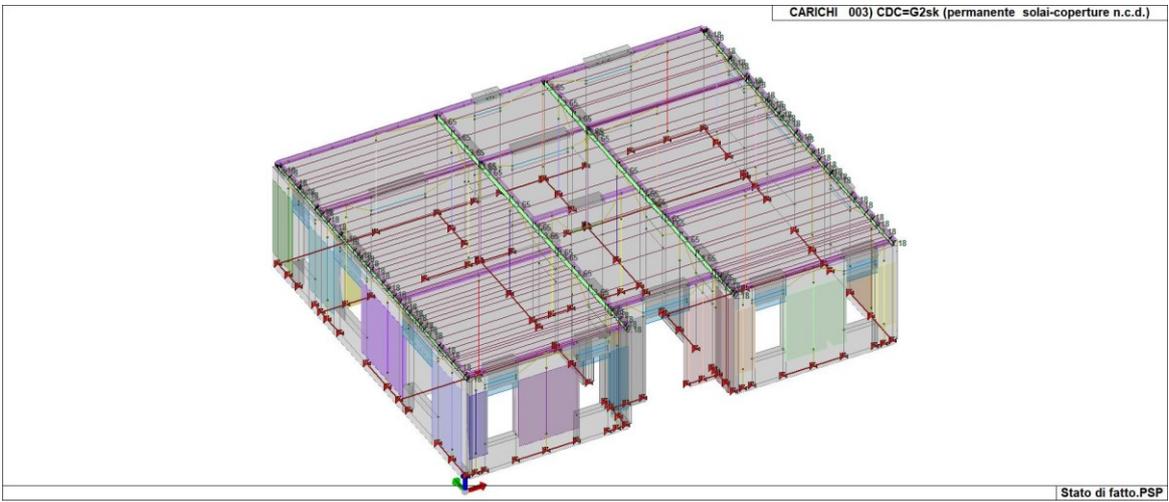


Figura 47) CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)

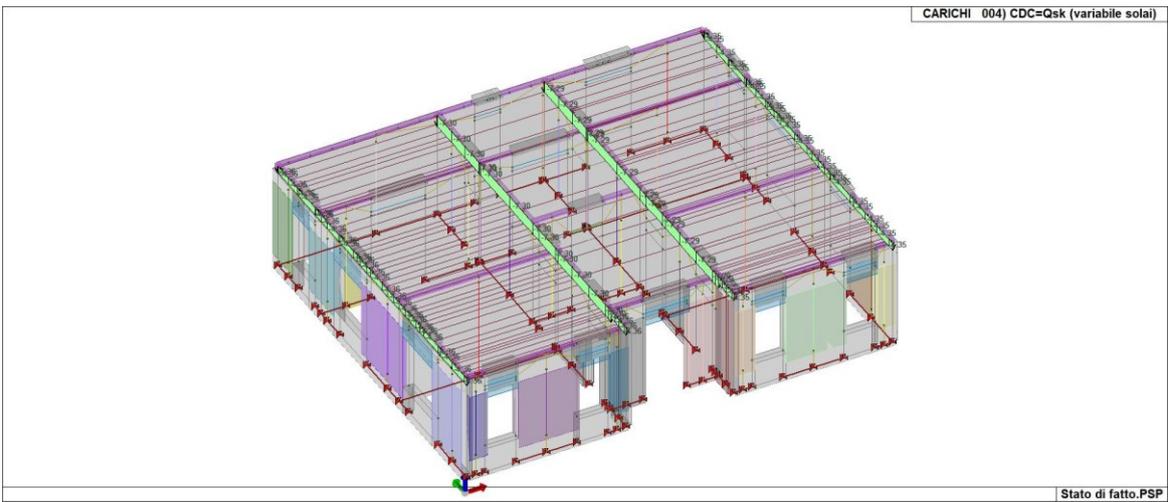


Figura 48) CDC=Qsk (variabile solai)

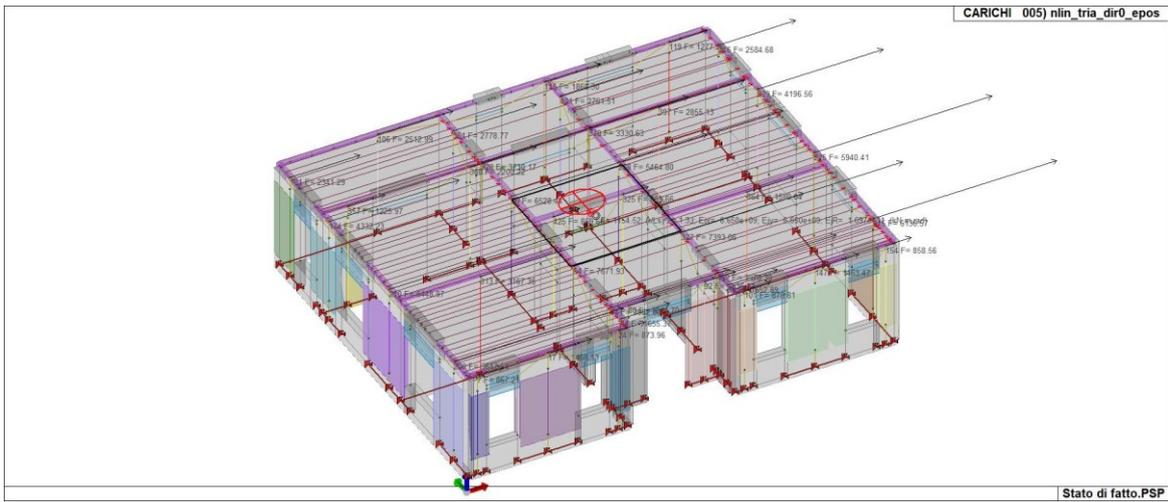


Figura 49) CDC 5

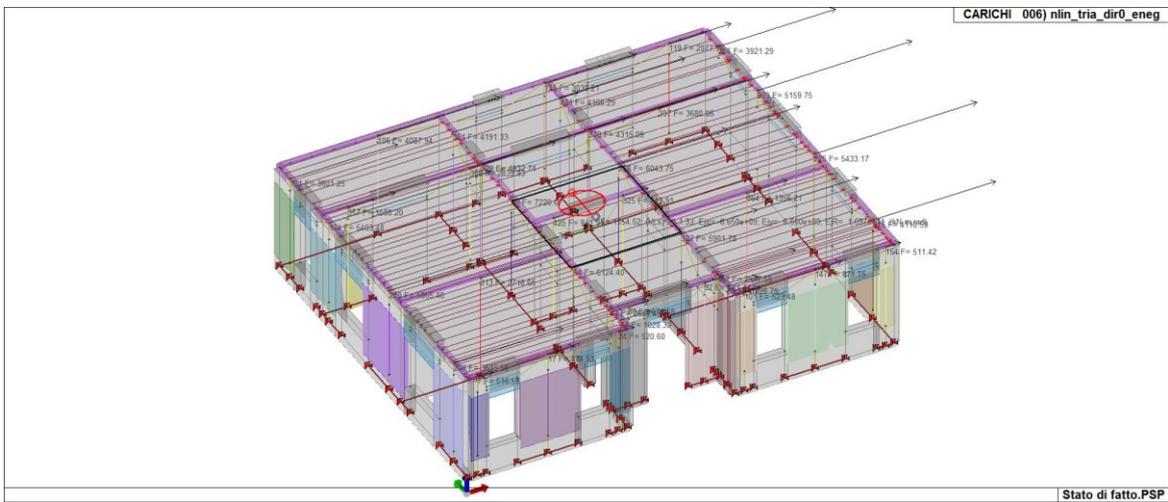


Figura 50) CDC 6

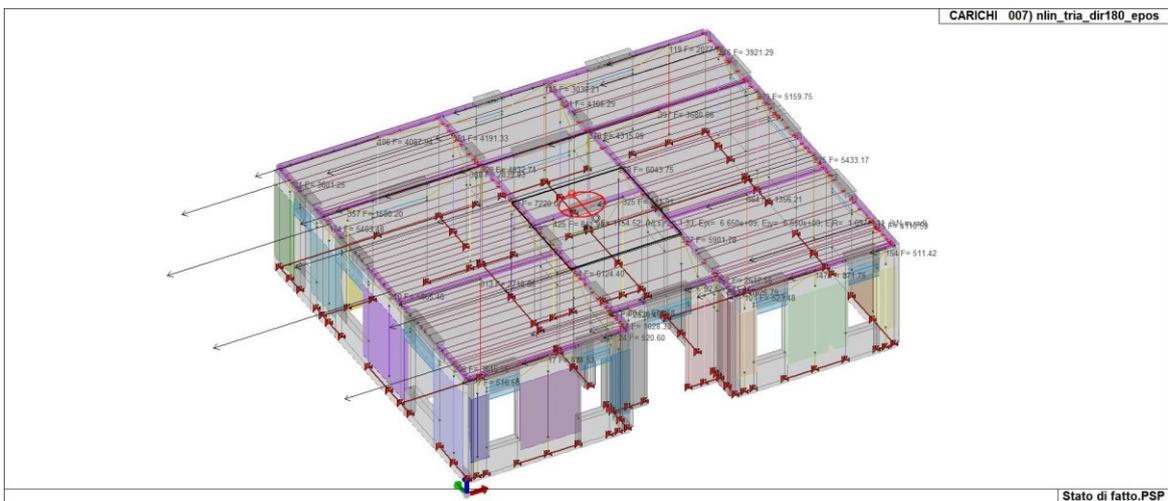


Figura 51) CDC 7

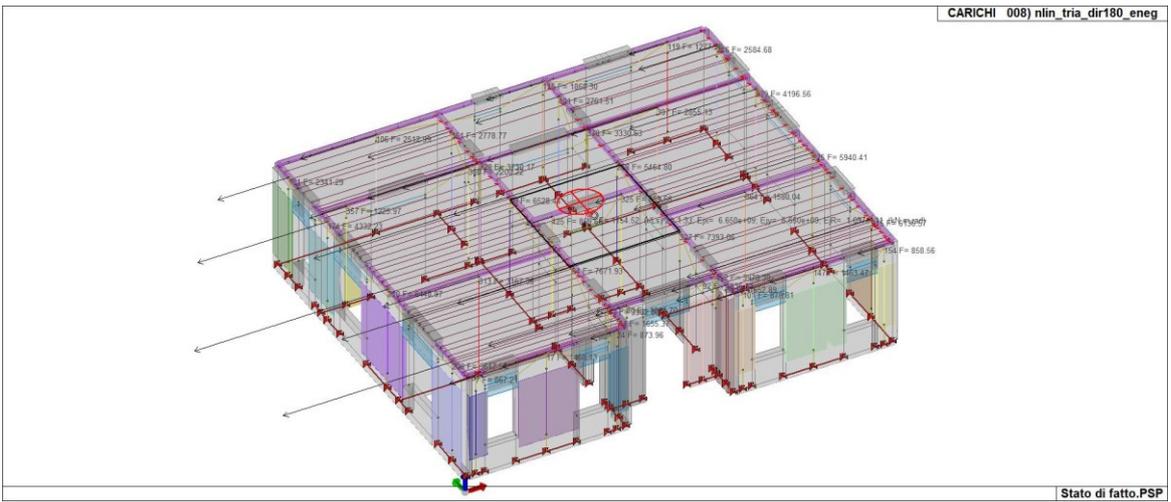


Figura 52) CDC 8

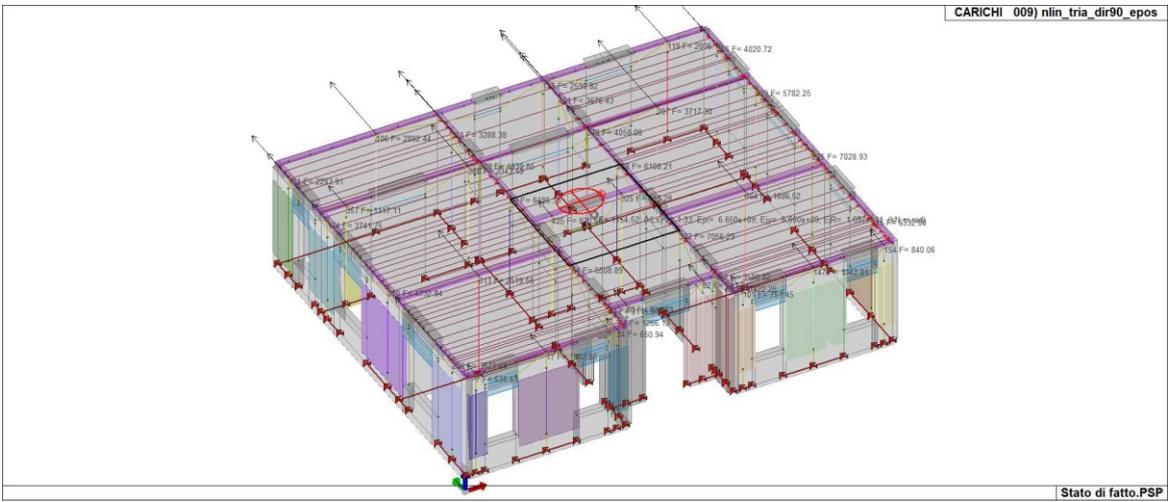


Figura 53) CDC 9

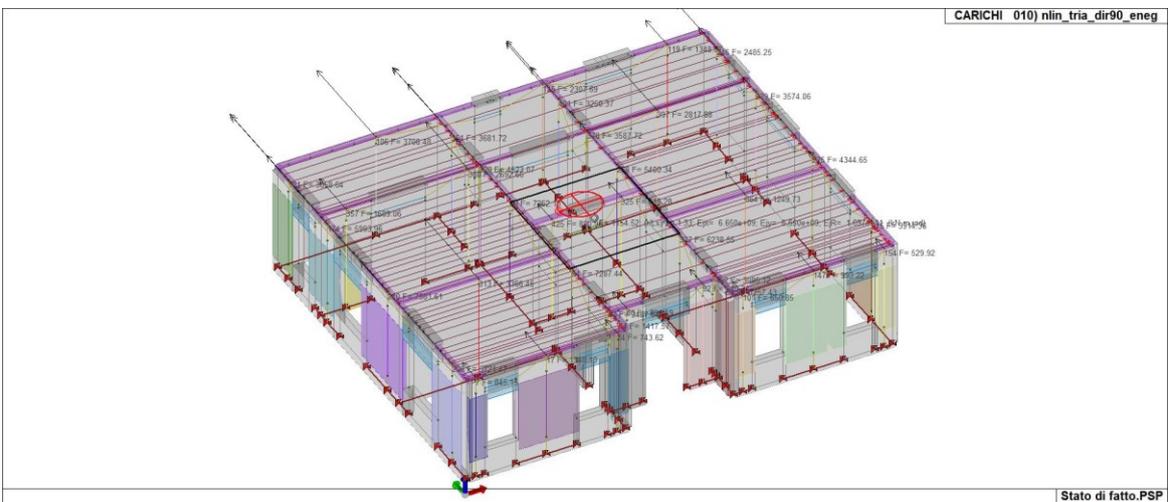


Figura 54) CDC 10

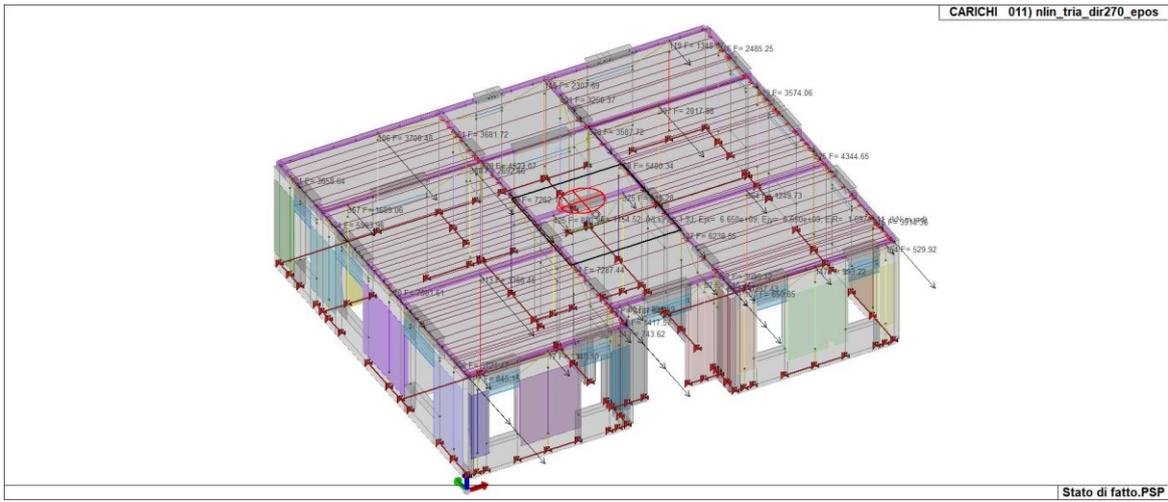


Figura 55) CDC 11

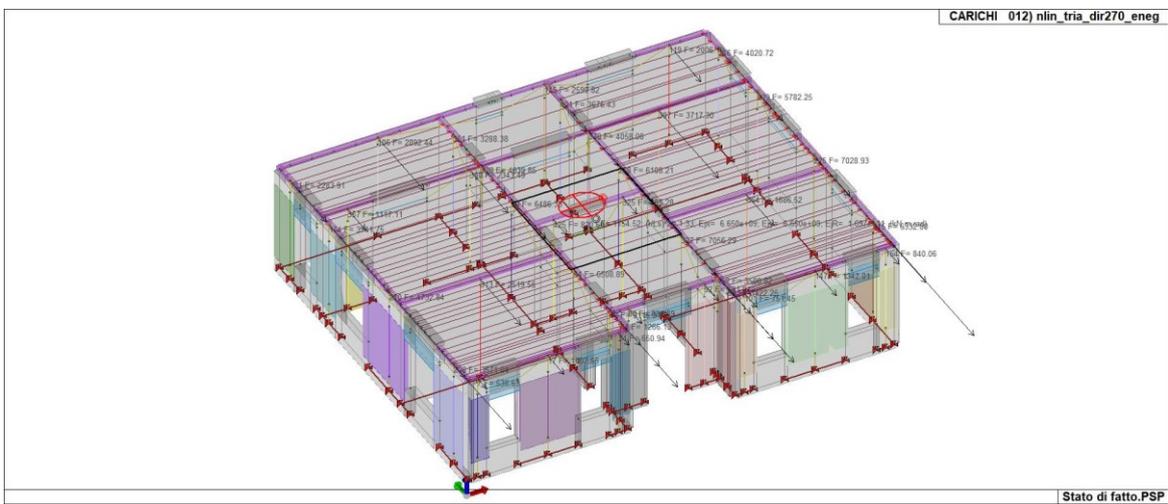


Figura 56) CDC 12

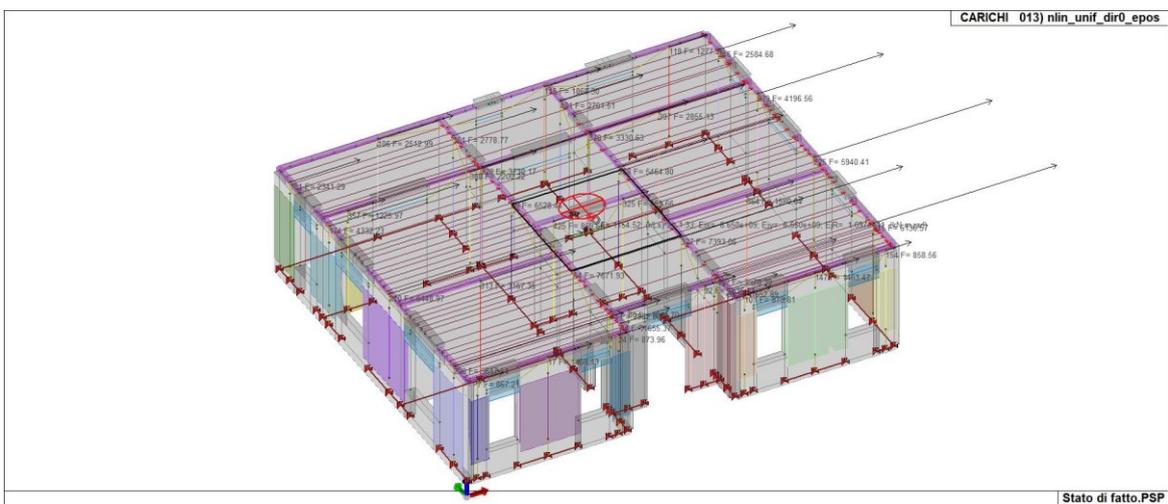


Figura 57) CDC 13

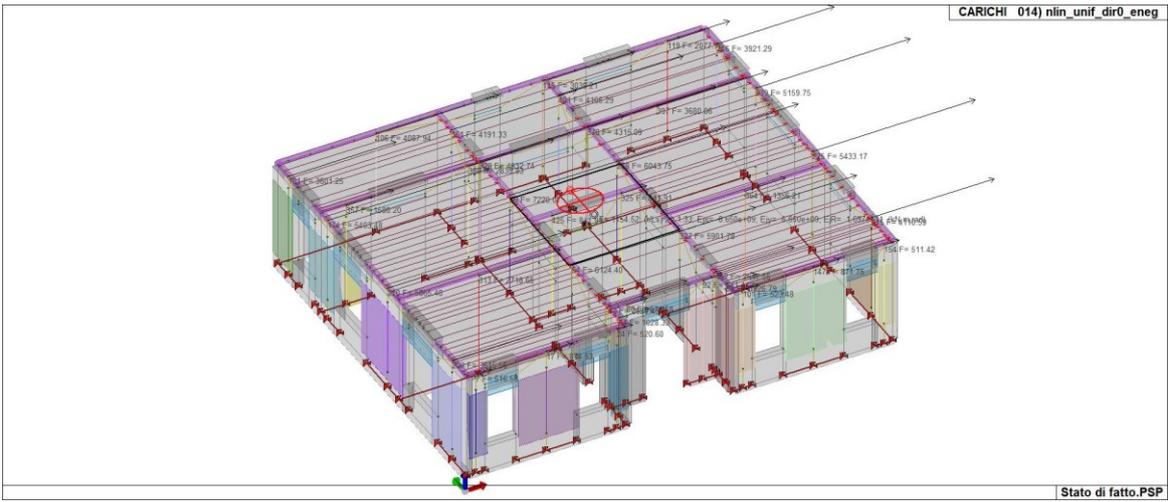


Figura 58) CDC 14

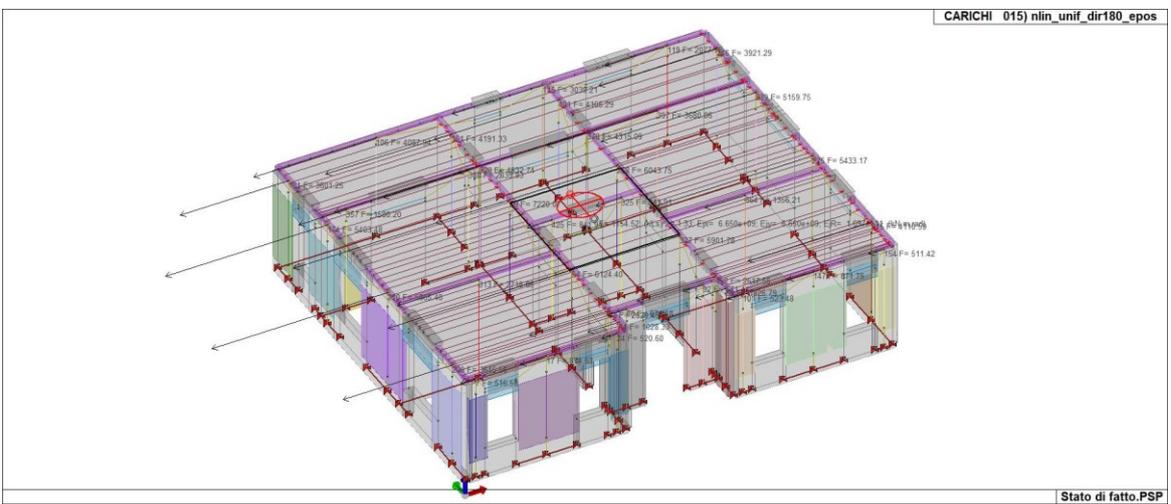


Figura 59) CDC 15



Figura 60) CDC 16

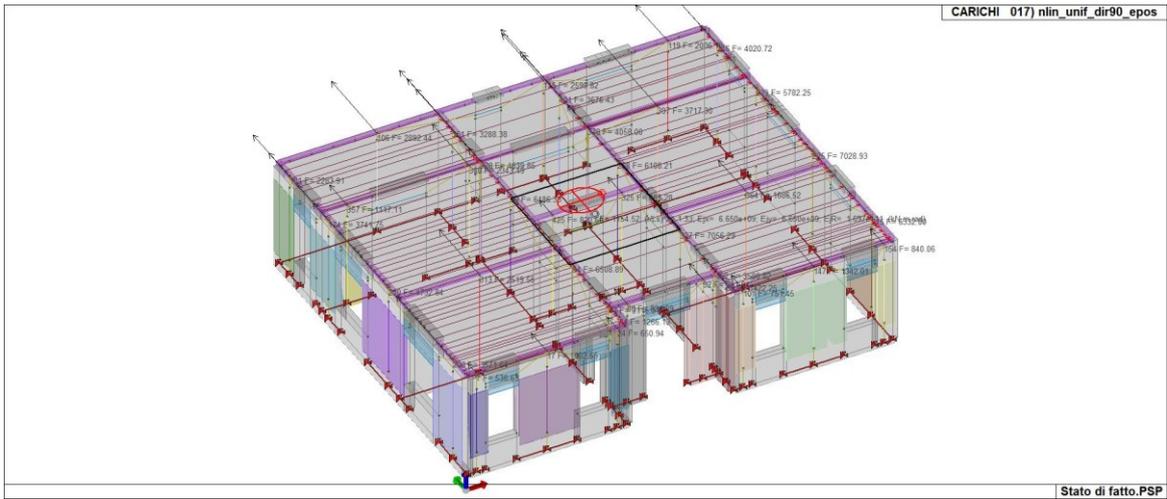


Figura 61) CDC 17

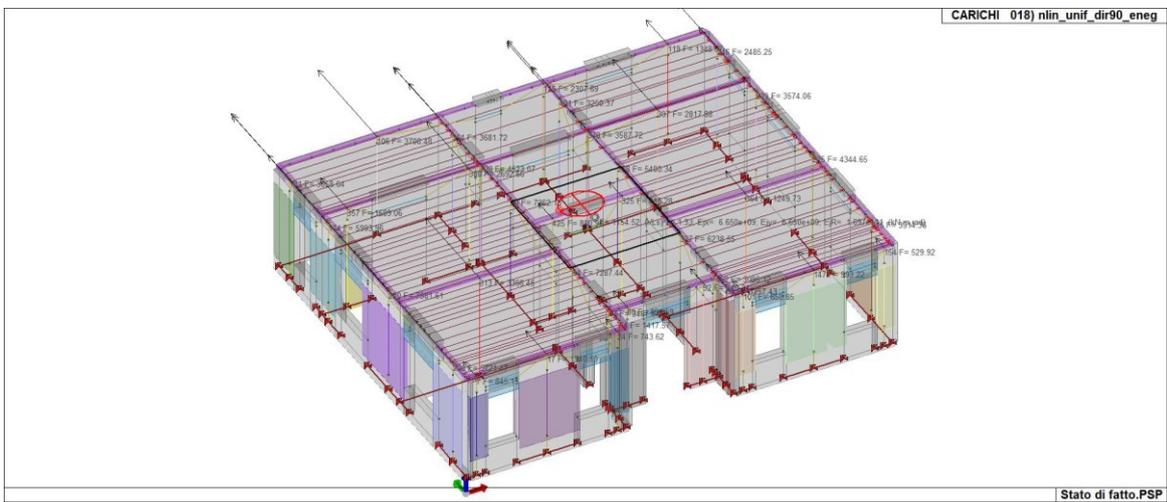


Figura 62) CDC 18

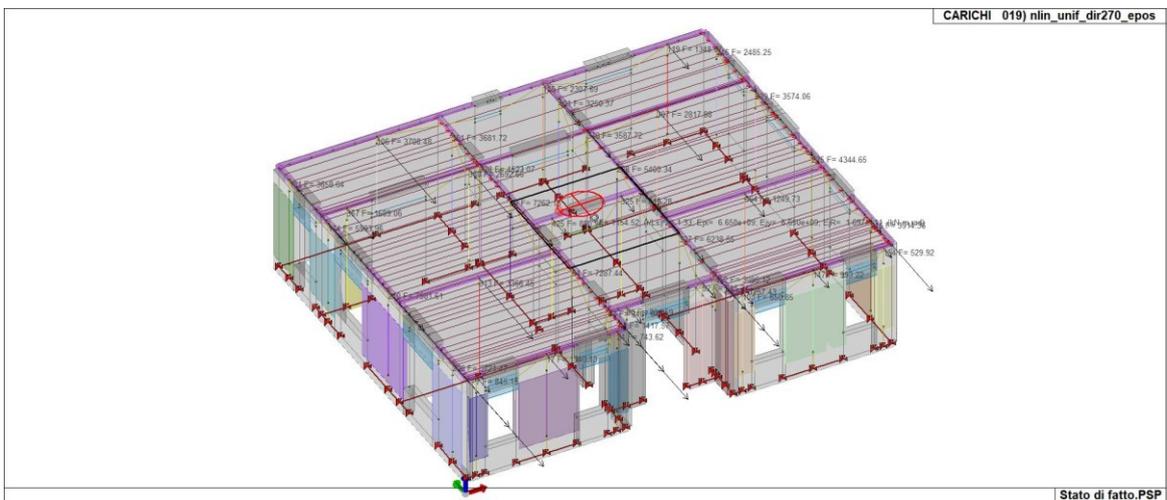


Figura 63) CDC 19

7.5 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$gG_1 + gG_2 + gP + gQ_1 + gQ_2 + gQ_3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + y_{02} Q_{k2} + y_{03} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + y_{11} Q_{k1} + y_{22} Q_{k2} + y_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + y_{21} Q_{k1} + y_{22} Q_{k2} + y_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + y_{21} Q_{k1} + y_{22} Q_{k2} + y_{23} Q_{k3} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$A_d + G_1 + G_2 + P + y_{21} Q_{k1} + y_{22} Q_{k2} + y_{23} Q_{k3} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Tabella 13) Destinazione d'uso

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente g_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	gG1	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	gG2	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	gQi	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tabella 14) Coefficienti carichi

TIPO DI ANALISI EFFETTUATE

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica statica lineare	SI
Sismica dinamica lineare	NO
Sismica statica non lineare (triangolare; G1 – a §7.3.3.2)	SI
Sismica statica non lineare (prop. modo; G1 – b §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. tagli di piano; G1 – c §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse; G2 – a §7.3.4.2)	SI
Sismica statica non lineare (multimod; G2 – c §7.3.4.2)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Tabella 15) Analisi effettuate

COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	SI
SLD	SI
SLO	SI
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

Tabella 16) Percorsi di carico

TABELLA_COMBINAZIONI

Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	4	Comb. SLU A1 4
SLE rara	5	Comb. SLE(rara) 5	6	Comb. SLE(rara) 6
SLE frequente	7	Comb. SLE(freq.) 7	8	Comb. SLE(freq.) 8
SLE quasi permanente	9	Comb. SLE(perm.) 9	10	Comb. SLE(perm.) 10
SL pushover	11	CMB_011_nlin_tria_dir0_epos_1	26	CMB_026_nlin_unif_dir270_eneq_47

Tabella 17) Combinazioni di carico

8 ANALISI E STUDIO

L'analisi e lo studio della struttura sono stati eseguiti mediante due approcci distinti:

Nel primo approccio, è stata considerata una facciata dell'abitazione, con l'analisi di quattro pilastri murari al fine di determinare il loro spostamento e la tipologia di rottura.

Il secondo approccio ha coinvolto l'analisi pushover attraverso il software Prosap, prima su singole pareti e successivamente sull'intera struttura.

Entrambi gli approcci sono stati valutati sia prima che dopo l'implementazione dell'esoscheletro Resisto 5.9.

Inoltre, è stata modificata l'ubicazione della struttura a Pietragalla, provincia di Potenza, poiché l'azione sismica nella posizione precedente non era sufficientemente elevata per evidenziare cambiamenti significativi con il sistema applicato.

9 APPROCCIO ANALITICO

Attraverso un calcolo analitico è stata analizzata la facciata est dell'abitazione. La sua lunghezza è di 9.70 metri ed è caratterizzata da tre aperture, quindi quattro maschi murari. Ciascun maschio murario è collegato da una fascia di piano e viene considerato come vincolato in testa.

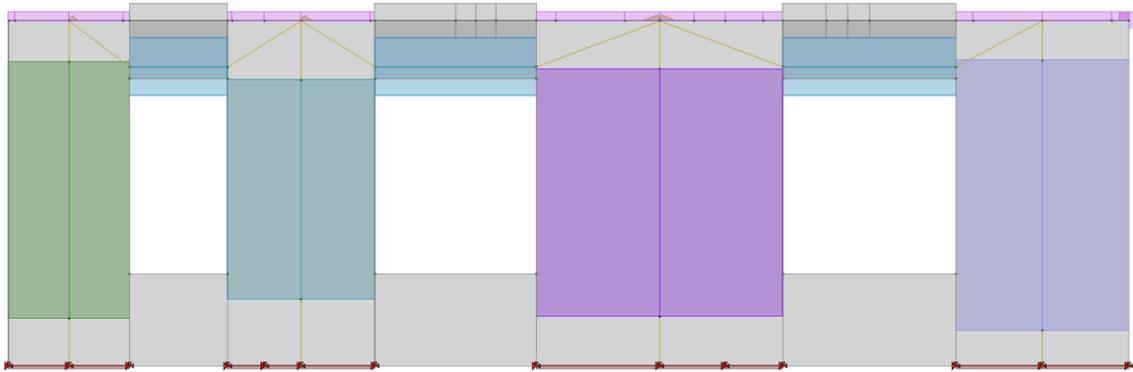


Figura 65) Telaio equivalente maschio murario

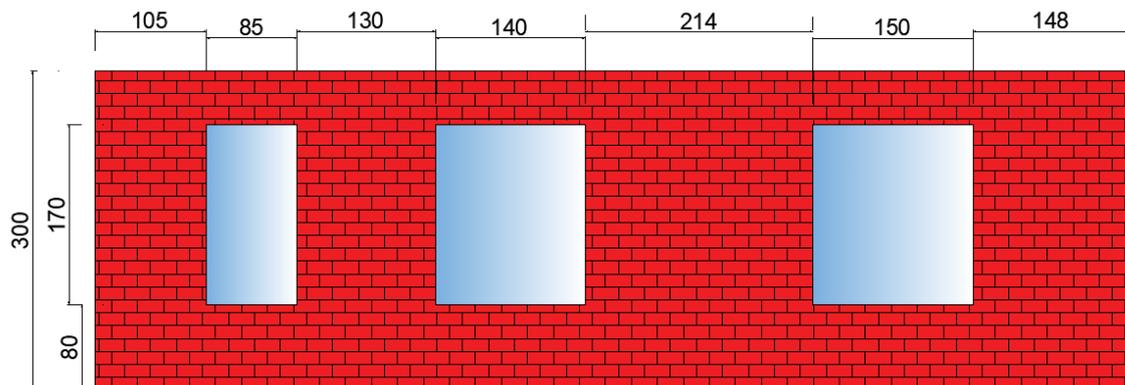


Figura 66) Geometrie parete in muratura

9.1 RIGIDEZZA DEL MASCHIO MURARIO

La prima operazione è stata quella di ricavare la geometria di ogni singolo maschio per poi determinare la rigidezza. La rigidezza K dell'elemento si ottiene tenendo conto sia della deformazione a flessione che di quella a taglio. di ognuno tramite la formula:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12 EI} + \frac{1.2 h}{GA}}$$

1

Dove:

- h è l'altezza del maschio;

E è il modulo elastico normale della muratura;

- G è il modulo elastico tangenziale della muratura;
- I è il momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico, ortogonale al piano del muro, della sezione trasversale del maschio;
- A è l'area della sezione trasversale del maschio

MASCHIO 1			
L(cm)	T(cm)	H(cm)	K1(daN/cm)
105	30	170	44675.63

Tabella 18) Caratteristiche maschio 1

MASCHIO 2			
L(cm)	T(cm)	H(cm)	K1(daN/cm)
130	30	170	64804.86

Tabella 19) Caratteristiche maschio 2

MASCHIO 3			
L(cm)	T(cm)	H(cm)	K1(daN/cm)
214	30	170	133883.86

Tabella 20) Caratteristiche maschio 3

MASCHIO 4			
L(cm)	T(cm)	H(cm)	K1(daN/cm)
150	30	170	81290.48

Tabella 21) Caratteristiche maschio 4

9.2 RESISTENZA MASCHIO MURARIO

Per i maschi murari sono possibili due meccanismi di rotture: per flessione e per taglio. La resistenza V_u del maschio è funzione dei suddetti meccanismi di rottura e dipende dalle caratteristiche meccaniche e geometriche dell'elemento e dalla tipologia di edificio a cui appartiene.

Per gli edifici esistenti, secondo il punto 7.8.2.2.1 DM 17/01/2018 ed il punto C.8.7.1.5 della Circolare 617/2019 si ha :

$$V_u = \min(V_f, V_s)$$

2

Dove V_f è la resistenza dell'elemento se il meccanismo di rottura è per flessione, V_s è la resistenza dell'elemento se il meccanismo di rottura è per taglio.

9.3 RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE

Per determinare la resistenza pressoflessione sono stati considerate le forze verticali N ed orizzontali T applicate in testa. Per effetto della forza T , una parte della base del maschio sarà compressa, la restante parte sarà tesa. Poiché la muratura si ipotizza non reagente a trazione, si affida la resistenza alla parte compressa. Alla base, il maschio è sollecitato da uno sforzo normale N_b e da un momento flettente M_u , che è stato espresso tramite N_b attraverso l'eccentricità e . Le tensioni alla base sono state rappresentate attraverso lo stress block, prendendo come valore massimo $0.85f_d$, dove f_d è la resistenza a compressione della muratura. Partendo dall'analisi dei carichi si definisce N_b :

SOLAIO		SLU	
G1	300	390	
G2	200	300	
Q	200	300	
tot	700	990	daN/m ²

Tabella 22) Carichi distribuiti solaio

SOLAIO		
Ns	2767,05	daN
Ns	2234,925	daN
Ns	4554,99	daN
Ns	3192,75	daN

Tabella 23) Carichi puntuali solaio

MURATURA _{M1}			
G1	1326	1723,8	daN
MURATURA _{M2}			
G1	1071	1392,3	daN
MURATURA _{M3}			
G1	2182,8	2837,64	daN
MURATURA _{M4}			
G1	1530	1989	daN

Tabella 24) Peso proprio muratura

Nb	4490,85	daN
Nb	3627,225	daN
Nb	7392,63	daN
Nb	5181,75	daN

Tabella 25) Sommatoria dei carichi puntuali del solaio e della muratura

Considerando la sezione del muro è stata calcolata la tensione:

$$\sigma_0 = \frac{Nb}{lt}$$

3

$$\sigma_0 = 0.1151$$

4

Attraverso il punto 7.8.2.2.1 del DM17/01/2018, si riporta la formula del taglio ultimo:

$$V_f = \frac{Mu}{h_0} = \frac{\sigma_0 l^2 t}{2 h_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

5

Dove h_0 è la distanza tra la sezione di verifica e la sezione a momento nullo.

Il taglio ultimo per rottura a flessione di ogni singolo maschio murario;

- $V_{fM1} = 1398$ daN
- $V_{fM2} = 1986$ daN
- $V_{fM3} = 4275$ daN
- $V_{fM4} = 2644$ daN

9.4 RESISTENZA PER MECCANISMO DI ROTTURA A TAGLIO (TURNSEK e CACOVIC)

Nei maschi murari sollecitati a sforzo normale e taglio, quando viene superata la resistenza a trazione della muratura si formano lesioni nella parte centrale dell'elemento, con una direzione diagonale di circa 45° gradi.

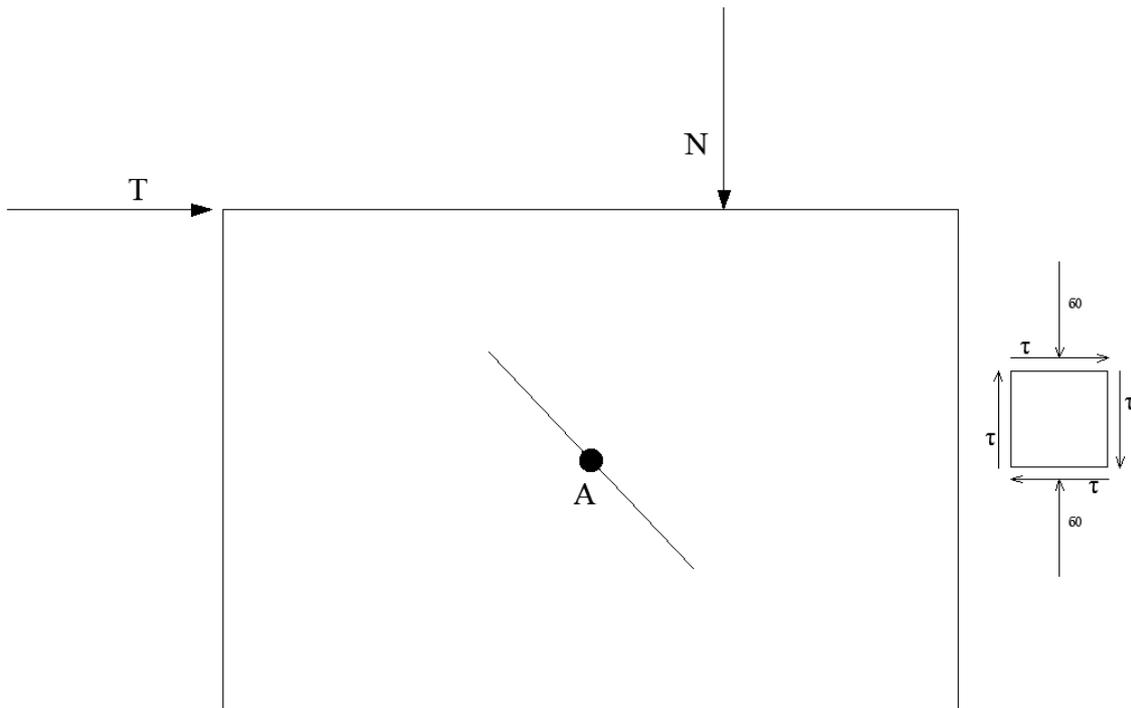


Figura 67) Schema di forze e fessurazione del maschio murario

Lo stato tensionale del punto A è stato rappresentato dal cerchio di Mohr in figura;

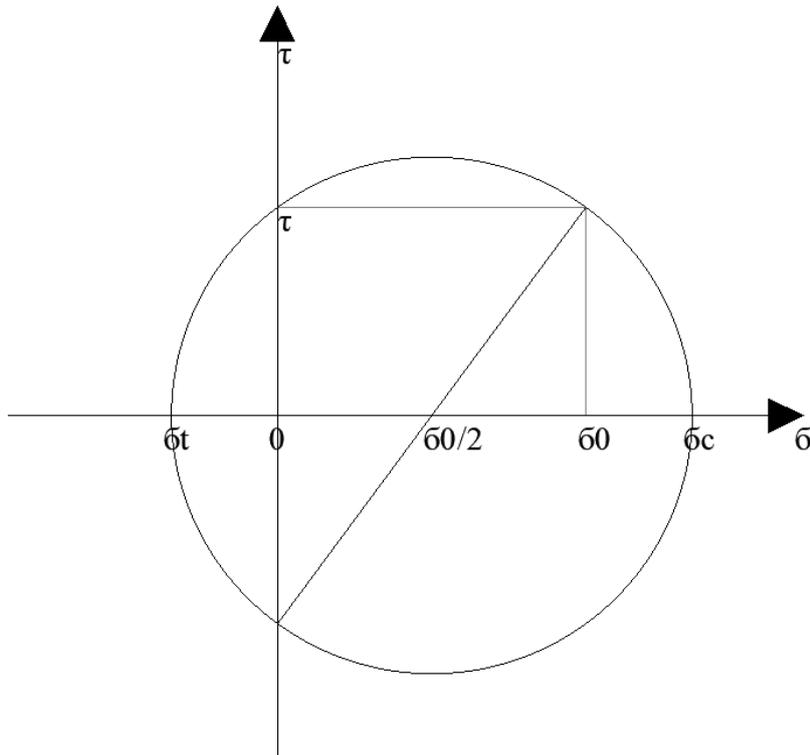


Figura 68) Cerchio di Mohr e rappresentazione dello stato tensionale

Dove centro e raggio sono:

$$C = \frac{\sigma_0}{2}$$

6

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

7

La tensione principale di trazione è data dalla seguente equazione;

$$\sigma_t = C - R$$

8

Elevando al quadrato, semplificando e sostituendo con σ_{fd} (massima tensione di trazione), si ottiene;

$$\tau_0 = \frac{ftd}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{ftd}}$$

9

È stata moltiplicata la precedente relazione per l'area della sezione trasversale del maschio murario ottenendo il valore del taglio resistente;

$$V_s = \frac{l t 1.5 \tau_0 d}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \tau_0 d}}$$

10

Dove;

$\tau_0 d$ è la resistenza di riferimento a taglio, assunta come $ftd/1.5$:

b è il coefficiente che tiene conto della snellezza del maschio, $b=h/l$ dove b sarà compreso tra 1 e 1,5, per valori di b maggiori di 1,5 si prende 1,5

Il taglio ultimo per rottura a taglio di ogni singolo maschio murario;

- $V_{SM1} = 1815$ daN
- $V_{SM2} = 2577$ daN
- $V_{SM3} = 5548$ daN
- $V_{SM4} = 3431$ daN

Per gli edifici esistenti, secondo il punto 7.8.2.2.1 DM 17/01/2018 ed il punto C.8.7.1.5 della Circolare 617/2019 si ha :

$$V_u = \min(V_f, V_s)$$

11

Essendo $V_f < V_s$ verrà considerato la resistenza ultima a flessione.

9.5 SPOSTAMENTO ELASTICO ED ULTIMO DEL MASCHIO MURARIO

Definita la rigidezza e la resistenza ultima del maschio, lo spostamento elastico δ_0 è stato ottenuto dal rapporto:

$$\delta_0 = \frac{V_u}{k}$$

12

Lo spostamento ultimo δ_u è funzione della duttilità dell'elemento:

$$d = \frac{\delta_u}{\delta_0}$$

13

La normativa stabilisce lo spostamento ultimo in funzione della propria altezza, del meccanismo di rottura e dello stato limite che si sta valutando.

Per lo stato limite di collasso (SLC) si ha;

$\delta_u = 0.010 h$ (per rottura a flessione)

$\delta_u = 0.005 h$ (per rottura a taglio)

Per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) si ha;

$\delta_u = 0.008 h$ (per rottura a flessione)

$\delta_u = 0.004 h$ (per rottura a taglio)

Pertanto consideriamo

$\delta_u = 0.010 h = 1.70 \text{ cm}$ (SLC)

$\delta_u = 0.008 h = 1.36 \text{ cm}$ (SLV)

9.6 DOMANDA DI SPOSTAMENTO

Calcolando la domanda di spostamento si può conoscere il comportamento del maschio murario, dove a seguito di un evento sismico, può plasticizzarsi o a crollare.

Le verifiche che seguono sono state effettuate sia per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) che per lo stato limite di collasso (SLC).

Per il calcolo della domanda di spostamento sono i parametri sismici della zona studiata.

	SLV	SLC
TC	0,422	0,434
Sd x g	1,098	1,271
ag	1,8522	2,4892
Fo	2,426	2,415
S	2,3982	2,072
Se	10,77616	12,45566

Tabella 26) Parametri sismici della zona presa in esame

Avendo considerato un sottosuolo di categoria D e una condizione topografica di tipo T4., al fine di rendere le azioni del sisma più rilevanti:

$$S = S_t \times S_s$$

14

$$S_t = 1.713$$

15

$$S_s = 1.4$$

16

Considerando:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K}{m}}$$

17

Per ogni singolo muro avremo;

- $T_{M1}=0.31$ s
- $T_{M2}=0.29$ s
- $T_{M3}=0.26$ s
- $T_{M4}=0.28$ s

Essendo

$$T_B = T_C/3 = 0.14 \text{ s}$$

I periodi dei muri sono compresi tra T_B e T_C , quindi;

$$S_e = a_g \times S \times F_o$$

18

Il fattore di comportamento è dato da;

$$q = \frac{S_e}{\frac{F_y}{m}}$$

19

Dove F_y è la forza di snervamento del sistema, pertanto sono stati utilizzati i valori di taglio ultimo resistente di ogni singolo elemento

- $V_{uM1} = 1398$ daN
- $V_{uM2} = 1986$ daN
- $V_{uM3} = 4275$ daN
- $V_{uM4} = 2644$ daN

Il fattore di struttura di ogni singolo maschio murario:

Fattore di struttura q	
MASCHIO1	0,842404
MASCHIO2	0,73418
MASCHIO3	0,561456
MASCHIO4	0,636309

Tabella 27) Fattore di struttura

Infine sono state calcolate le domande di spostamento attraverso la formula:

$$dmax = \frac{S_D(T)}{q} \left[1 + (q - 1) \frac{Tc}{T} \right]$$

20

Dove $S_D(T)$ è lo spettro di progetto in funzione degli spostamenti calcolato nel periodo di riferimento di ogni singolo maschio murario.

$$S_D(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

21

Si riportano i seguenti risultati:

S _D (T)	
MASCHIO1	3,046908
MASCHIO2	3,010039
MASCHIO3	2,398402
MASCHIO4	2,768777

Tabella 28) Spettro di progetto in funzione degli spostamenti

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

$$umax \geq dmax$$

22

In altre parole, in termini di coefficienti di sicurezza (s), affinché l'esito della verifica sia positivo, deve essere soddisfatta per tutte le combinazioni di carico effettuate:

$$s = \frac{dmax}{umax} \leq 1$$

23

La domanda di spostamento ottenuta per ogni singolo maschio murario è:

dmax	SLV	SLC	
MASCHIO1	2,46	2,82	cm
MASCHIO2	1,87	2,45	cm
MASCHIO3	0,89	1,10	cm
MASCHIO4	1,44	1,86	cm

Tabella 29) Domanda di spostamento

Confrontando i valori ottenuti con i limiti di normativa si nota che solo il MASCHIO N°3 non arriva a collasso ma si mantiene plasticizzato, per tutti gli altri il valore di s è superiore ad 1. Ricordando lo spostamento ultimo imposto da normativa:

$$\delta u = 0.010 h = 1.70 \text{ cm (SLC)}$$

24

$$\delta u = 0.008 h = 1.36 \text{ cm (SLV)}$$

25

s	SLV	SLC
MASCHIO1	1,81	1,66
MASCHIO2	1,37	1,44
MASCHIO3	0,65	0,65
MASCHIO4	1,06	1,09

Tabella 30) Rapporto tra domanda e capacità di spostamento

10 RINFORZO DELLA MURATURA CON IL SISTEMA RESISTO

Il rinforzo della muratura consiste nel aumentare la resistenza alle spinte laterali del sisma, diminuendo la formazione di tensioni di trazione all'interno dell'elemento.

Come visto nel capitolo precedente, per via di un basso sforzo normale, il maschio murario subisce un taglio ultimo che genera spostamenti eccessivi, superando i limiti di legge e portando il maschio murario al di fuori della zona di plasticizzazione.

Per diminuire la domanda di spostamento è necessario aumentare la resistenza taglio. Per calcolare l'incremento di resistenza, si è adottato un approccio simile a quello utilizzato per la muratura armata, basato sulla teoria del traliccio di Ritter-Morsch.

La resistenza a taglio di un elemento in muratura armata è data dalla somma di due sistemi resistenti; la resistenza a taglio della parete e la resistenza a taglio dell'armatura. Nel caso studio consideriamo solo la resistenza a taglio dell'armatura. Per fare ciò si fa riferimento ad un sistema resistente ideale a traliccio isostatico, traliccio di Ritter-Morsch.

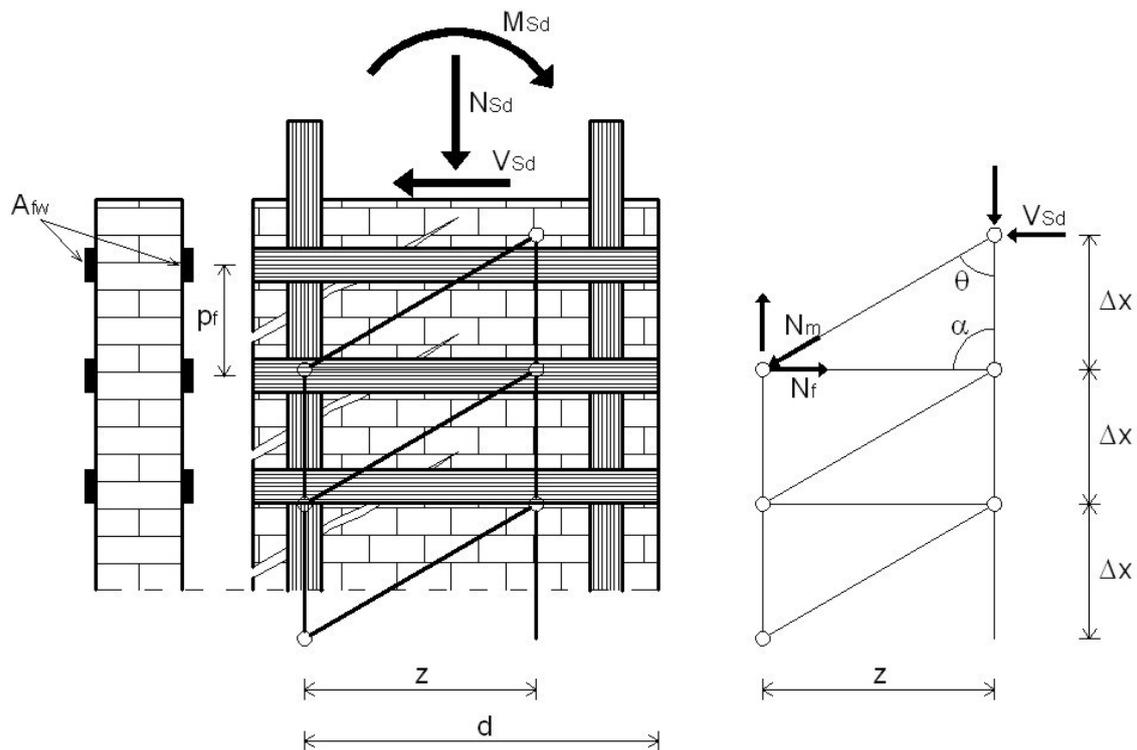


Figura 69) Schematizzazione del traliccio di Morsch nella muratura armata

La resistenza delle aste tese è stata ottenuta dall'equilibrio del traliccio, dove lo sforzo di taglio $V_{t,s}$ viene equilibrato dallo sforzo normale N_f :

$$V_{t,s} = N_f$$

26

$$N_{Rd,f} = n_b f_{yd} A_{sw} = \frac{z(\cot \theta + \cot \alpha)}{s} f_{yd} A_{sw}$$

27

- $n_b = \frac{z(\cot \theta + \cot \alpha)}{s}$ è il numero di elementi in acciaio intersecate da due lesioni successive;
- f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'acciaio;
- A_{sw} è l'area dell'acciaio resistente a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo "s" misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio stessa;
- Z è il braccio della coppia interna (interasse tra la forza esercitata dall'acciaio longitudinale teso e la forza di compressione della muratura);

10.1 GEOMETRIA DELLA CORNICE

Il sistema è composto da elementi modulari in acciaio (telai), opportunamente collegati fra loro mediante unioni bullonate e connessi alla muratura mediante ancoraggio chimico. I telai metallici sono ottenuti mediante piegatura a freddo e taglio al laser di lamiere sottili di 3 mm di spessore in acciaio strutturale S420GD+Z zincato. L'acciaio dei telai possiede la marcatura CE ed è lavorato presso Centri di Trasformazione certificati. Lungo la cornice sono presenti fori per l'ancoraggio dei telai alla muratura e per il collegamento dei moduli. Ciascun modulo è connesso a quello/i adiacenti mediante bulloni e dadi M12 in acciaio, rispettivamente di classe 8.8 e classe 8, a loro volta tutti con marcatura CE. Inoltre, i moduli in acciaio sono connessi alla muratura attraverso ancoraggio chimico mediante resine marcate CE di barre filettate M14 di classe 8.8, in accordo con le Linee Guida EAD 330076-00-0604 (EOTA 2014) e ai report tecnici TR-053 (EOTA 2016a) e TR-054 (EOTA 2016b) e successivo fissaggio mediante dadi e rondelle M14 di acciaio di classe 8.

Lo schema per la parete in esame è il seguente.

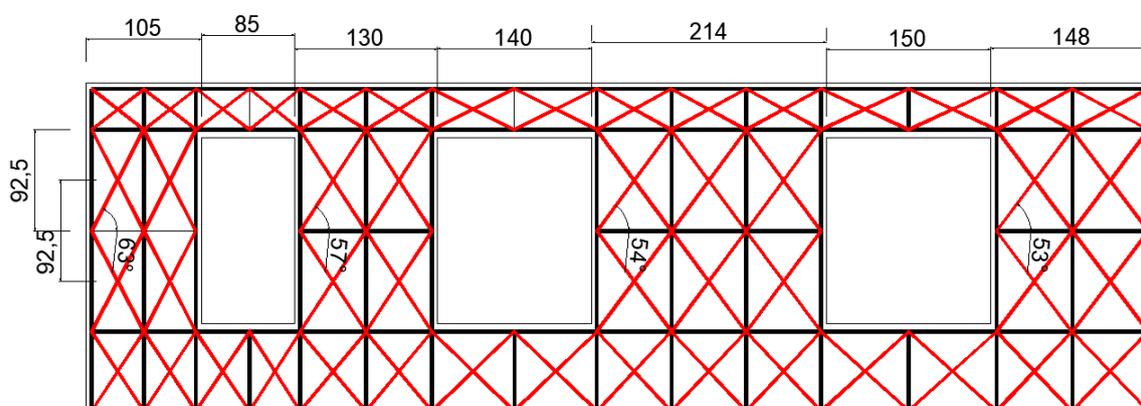


Figura 70) Parete muraria con esoscheletro in acciaio

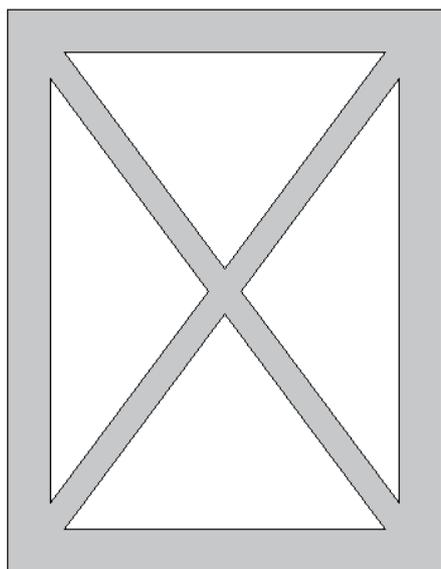


Figura 71) Modulo in acciaio S420GD+Z

- CONTROVENTI: 30 mm x 2 mm
- CORNICE: 50mm x 2 mm

11 RISULTATO FINALE

Definite le geometrie degli elementi sono stati calcolati il taglio ultimo dei traversi e delle diagonali, rispettando l'angolo di inclinazione per ogni singolo modulo.

MASCHIO 1			
DIAGONALI	$V_{d,s1}$	380,2221	daN
TRAVERSO	$V_{t,s1}$	1243,713	daN
TOTALE	$V_{t,TOT1}$	1623,935	daN

Tabella 31) Taglio ultimo cornice, maschio 1

MASCHIO 2			
DIAGONALI	$V_{d,s2}$	599,9885	daN
TRAVERSO	$V_{t,s2}$	1539,835	daN
TOTALE	$V_{t,TOT2}$	2139,824	daN

Tabella 32) Taglio ultimo cornice, maschio 2

MASCHIO 3			
DIAGONALI	$V_{d,s3}$	1104,987	daN
TRAVERSO	$V_{t,s3}$	2534,806	daN
TOTALE	$V_{t,TOT3}$	3639,793	daN

Tabella 33) Taglio ultimo cornice, maschio 3

MASCHIO 4			
DIAGONALI	$V_{d,s4}$	803,3187	daN
TRAVERSO	$V_{t,s4}$	1776,733	daN
TOTALE	$V_{t,TOT4}$	2580,052	daN

Tabella 34) Taglio ultimo cornice, maschio 4

L'incremento della resistenza a taglio della muratura è dato dalla sommatoria del taglio del modulo con il taglio ultimo della muratura, calcolato nei precedenti capitoli;

- $V_{uM1} = 3021$ daN
- $V_{uM2} = 4125$ daN
- $V_{uM3} = 7914$ daN
- $V_{uM4} = 5224$ daN

L'incremento del taglio ultimo ha riportato le seguenti domande di spostamento;

dmax	SLV	SLC	
MASCHIO1	1,16	1,15	cm
MASCHIO2	0,31	0,19	cm
MASCHIO3	0,40	0,33	cm
MASCHIO4	0,35	0,23	cm

Tabella 35) Domanda di spostamento con esoscheletro

Considerando la capacità di spostamento dettata da normativa si ha;

s	SLV	SLC
MASCHIO1	0,85	0,68
MASCHIO2	0,23	0,11
MASCHIO3	0,29	0,19
MASCHIO4	0,26	0,14

Tabella 36) Rapporto tra domanda e capacità di spostamento

Essendo $s < 1$ tutti gli elementi sono verificati.

12 ANALISI PUSHOVER TRAMITE PRO_SAP

Le analisi sismiche non lineari sono state condotte con riferimento al capitolo sulla *progettazione per azioni sismiche* della normativa di riferimento adottata. In particolare per i singoli casi di carico, oltre a quanto riportato nel capitolo precedente, si individuano: stato limite di

interesse (SLC collasso, SLV salvaguardia della vita, SLD danno e SLO operatività); modalità di distribuzione delle forze (proporzionale alle masse, funzione della forma modale, approssimata come per statica lineare, corrispondente all'andamento delle forze di piano, multimodale) e di calcolo dello spostamento del punto di controllo. Le combinazioni sismiche non lineari sono definite in maniera automatica: l'analisi è svolta considerando l'azione sismica (di segno positivo e negativo) applicata separatamente secondo ciascuna delle due direzioni orizzontali. Il punto di prestazione viene calcolato con il metodo A basato sull'individuazione della *domanda anelastica* attraverso il principio dell'equivalenza energetica. I risultati delle analisi di seguito riportati sono pertanto: parametri di calcolo del sistema bilineare equivalente e domanda di spostamento effettivo della struttura; tabelle riassuntive delle capacità e domande in termini di spostamento, PGA, Tempi di ritorno e probabilità di superamento.

CMB	Stato	Angolo ing.	Eccentr.	Distribuzione F	m* x g	K*	T* [s]	Gammady	Fy	d max	F max	au/al	
-	-	gradi	-	-	daN	daN/cm	sec	-	cm	daN	cm	daN	-
13	ok	0.0	Pos.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.564e+06	0.05	0.89	3.50e-02	5.469e+04	1.05	5.807e+04	3.85
14	ok	0.0	Neg.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.807e+06	0.05	0.89	3.04e-02	5.493e+04	0.96	5.819e+04	3.29
15	ok	180.0	Pos.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.600e+06	0.05	0.89	3.45e-02	5.518e+04	1.05	5.904e+04	3.91
16	ok	180.0	Neg.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.904e+06	0.05	0.89	2.97e-02	5.652e+04	0.96	6.034e+04	3.40
17	ok	90.0	Pos.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.641e+05	0.17	0.90	0.8	1.277e+05	1.15	1.168e+05	4.57
18	ok	90.0	Neg.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.646e+05	0.17	0.90	0.8	1.291e+05	1.17	1.185e+05	5.16
19	ok	270.0	Pos.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.670e+05	0.17	0.90	0.6	9.916e+04	1.15	9.552e+04	3.39
20	ok	270.0	Neg.	Stat. equiv.	1.155e+05	1.594e+05	0.17	0.90	0.6	1.008e+05	1.17	9.683e+04	3.44
21	ok	0.0	Pos.	Proporz.	1.155e+05	1.564e+06	0.05	0.89	3.50e-02	5.469e+04	1.05	5.807e+04	3.85
22	ok	0.0	Neg.	Proporz.	1.155e+05	1.807e+06	0.05	0.89	3.04e-02	5.493e+04	0.96	5.819e+04	3.29
23	ok	180.0	Pos.	Proporz.	1.155e+05	1.600e+06	0.05	0.89	3.45e-02	5.518e+04	1.05	5.904e+04	3.91
24	ok	180.0	Neg.	Proporz.	1.155e+05	1.904e+06	0.05	0.89	2.97e-02	5.652e+04	0.96	6.034e+04	3.40
25	ok	90.0	Pos.	Proporz.	1.155e+05	1.641e+05	0.17	0.90	0.8	1.277e+05	1.15	1.168e+05	4.57
26	ok	90.0	Neg.	Proporz.	1.155e+05	1.646e+05	0.17	0.90	0.8	1.291e+05	1.17	1.185e+05	5.16
27	ok	270.0	Pos.	Proporz.	1.155e+05	1.670e+05	0.17	0.90	0.6	9.916e+04	1.15	9.552e+04	3.39
28	ok	270.0	Neg.	Proporz.	1.155e+05	1.594e+05	0.17	0.90	0.6	1.008e+05	1.17	9.683e+04	3.44

Tabella 37) Risultati analisi

Legenda

CMB	Numero della combinazione di carico analizzata
Stato	Esito della verifica in funzione degli stati limite di interesse (ok = verificato - N.V.= non verificato)
Angolo ing.	Direzione di ingresso del sisma
Eccentr.	Eccentricità: Pos. = Eccentricità positiva - Neg = Eccentricità negativa - Nulla = Eccentricità nulla
Distribuzione	Modalità di applicazione delle forze sismiche: Stati. Equiv = Triangolare - proporzionale alle forze statiche - Modale = corrispondente a un andamento dell'accelerazione proporzionale alla forma del modo fondamentale - Forze di piano = corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento - Proporz = desunta da un andamento uniforme di accelerazione - Multimodale = multimodale considerando almeno sei modi significativi
F	
$m^* \times g$	Massa dell'oscillatore equivalente
K^*	Rigidezza del tratto elastico della curva di capacità bilineare dell'oscillatore equivalente
Gamma	Fattore di partecipazione modale
d_y	Spostamento limite elastico del sistema equivalente individuato sul diagramma bilineare equivalente
F_y	Forza in corrispondenza dello spostamento limite elastico del sistema equivalente
d_{max}	Spostamento massimo dell'oscillatore equivalente
a_u/a_l	Rapporto di sovraresistenza della struttura misurato come rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione.

CMB- SLD	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr
-	-	cm	cm	g	g	anni	anni	%	%	-	-	-
13	ok	0.01	0.58	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
14	ok	0.01	0.59	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
15	ok	0.01	0.57	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
16	ok	0.01	0.58	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
17	ok	0.21	0.57	0.17	0.48	50.3	583.4	63.00	8.21	2.78	11.60	0.13
18	ok	0.21	0.59	0.17	0.50	50.3	702.3	63.00	6.87	2.90	13.97	0.11
19	ok	0.21	0.59	0.17	0.51	50.3	775.9	63.00	6.24	2.96	15.43	0.10
20	ok	0.22	0.59	0.17	0.48	50.3	588.8	63.00	8.14	2.79	11.71	0.13
21	ok	0.01	0.58	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
22	ok	0.01	0.59	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
23	ok	0.01	0.57	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
24	ok	0.01	0.58	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
25	ok	0.21	0.57	0.17	0.48	50.3	583.4	63.00	8.21	2.78	11.60	0.13
26	ok	0.21	0.59	0.17	0.50	50.3	702.3	63.00	6.87	2.90	13.97	0.11
27	ok	0.21	0.59	0.17	0.51	50.3	775.9	63.00	6.24	2.96	15.43	0.10
28	ok	0.22	0.59	0.17	0.48	50.3	588.8	63.00	8.14	2.79	11.71	0.13

Tabella 38) Risultati analisi SLD

CMB-SLV	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLV
-	-	cm	cm	g	g	anni	anni	%	%	-	-	-	-
13	ok	0.09	0.79	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.10
14	ok	0.07	0.72	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.08
15	ok	0.08	0.79	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.09
16	ok	0.05	0.72	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.05
17	ok	0.55	0.86	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.70
18	ok	0.54	0.88	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.69
19	ok	0.54	0.86	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.90
20	ok	0.57	0.88	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.90
21	ok	0.09	0.79	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.10
22	ok	0.07	0.72	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.08
23	ok	0.08	0.79	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.09
24	ok	0.05	0.72	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.05
25	ok	0.55	0.86	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.70
26	ok	0.54	0.88	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.69
27	ok	0.54	0.86	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.90
28	ok	0.57	0.88	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	0.90

Tabella 39) Risultati analisi SLV

CMB- SLC	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLC
-	-	cm	cm	g	g	anni	anni	%	%	-	-	-	-
13	ok	0.18	1.05	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.27
14	ok	0.15	0.96	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.25
15	ok	0.17	1.05	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.26
16	ok	0.13	0.96	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.21
17	ok	0.63	1.15	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	0.80
18	ok	0.62	1.17	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	0.80
19	ok	0.69	1.15	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.03
20	ok	0.71	1.17	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.03
21	ok	0.18	1.05	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.27
22	ok	0.15	0.96	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.25
23	ok	0.17	1.05	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.26
24	ok	0.13	0.96	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.21
25	ok	0.63	1.15	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	0.80
26	ok	0.62	1.17	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	0.80
27	ok	0.69	1.15	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.03
28	ok	0.71	1.17	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.03

Tabella 40) Risultati analisi SLC

Legenda

CMB- SLC	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLC
Stato	Esito della verifica in funzione degli stati limite di interesse (ok = verificato - N.V.= non verificato)
Dom: d	Domanda in termini di spostamento
Cap: d	Capacità in termini di spostamento
Dom: PGA	Domanda in termini di PGA
Cap: PGA	Capacità i in termini di PGA
Dom: Tr	Domanda in termini di tempi di ritorno
Cap: Tr	Capacità in termini di tempi di ritorno
Dom: Pr	Domanda in termini di probabilità di superamento
Cap: Pr	Capacità in termini di probabilità di superamento
Rapp: PGA	Rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA
Rapp: Tr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di tempi di ritorno
Rapp: Pr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di probabilità di superamento

12.1 RISULTATI OTTENUTI

La modellazione della struttura consiste nella individuazione dello schema statico della stessa e nella definizione delle proprietà fisico-meccaniche di tutte gli elementi componenti lo schema statico. Lo schema statico geometrico avviene tramite l'individuazione nello spazio delle pareti che compongono il sistema strutturale. Primo passo per la modellazione della struttura passa per il settaggio delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire alla parete che si vuole inserire. Dopo aver progettato la muratura, è stato definito il solaio di piano, quindi; la sezione, il materiale, interasse travetti, orditura e archivio di carico.

Al termine della modellazione delle pareti e dei solai che costituiscono la struttura, è stato eseguito un controllo della struttura.

PRO_SAM, con questo controllo, esegue una scansione della struttura assegnando la numerazione agli elementi, raggruppandoli in macroelementi e cercando eventuali errori di modellazione.

Appurata la genuinità della modellazione della struttura e dei carichi, è stato possibile eseguire le analisi non lineari, definendo le procedure e le impostazioni per le analisi del codice SAM II.

Al termine del processo di analisi è stato possibile visualizzare i risultati delle analisi tramite il comando Monitor Analisi. Il comando apre la finestra per il controllo dei risultati delle analisi non lineari eseguite. Il controllo delle analisi può avvenire sia tramite la costruzione della curva di capacità nel piano Forza Spostamento, sia determinando il punto di funzionamento della struttura operando nel piano accelerazione spettrale-spostamento spettrale: ADRS: Acceleration-Displacement Response Spectrum.

Sulla curva di pushover sono presenti una serie di indicatori circolari colorati (riportati nella legenda affianco) che rappresentano la capacità per ogni stato limite disponibile. Invece, la domanda per ogni stato limite disponibile, è rappresentata nel grafico da un limite verticale dello stesso colore dell'indicatore circolare rappresentante lo stato limite.

Viene rappresentato un istogramma a barre che riporta la situazione di danneggiamento della struttura. Per lo step selezionato il diagramma a barre contiene le informazioni di quanti elementi hanno superato i limiti di resistenza e drift di interpiano. Di seguito non verrà rappresentato l'istogramma per ogni deformazione, ma verranno mostrati gli spostamenti

solidi della struttura. Ogni elemento sarà deformato secondo le azioni che agiscono, evidenziando la tipologia di danneggiamento con il relativo colore definito nell'istogramma.

id danno	Colorazione istogramma	Tipologia Danneggiamento
drO drOo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drO) oppure in direzione ortogonale (drOo) alla parete allo SLO
drD drDo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drD) oppure in direzione ortogonale (drDo) alla parete allo SLD
drV drVo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drV) oppure in direzione ortogonale (drVo) alla parete allo SLV
drC drCo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (drC) oppure in direzione ortogonale (drCo) alla parete allo SLC
NM NMo		superamento resistenza a presso-flessione in direzione longitudinale (NM) oppure in direzione ortogonale (NMo) alla parete
V Vo		superamento resistenza a taglio in direzione longitudinale (V) oppure in direzione ortogonale (Vo) alla parete
N		superamento resistenza a sforzo normale (trazione)
N		superamento resistenza a sforzo normale (compressione)

Figura 72) Legenda istogramma

Di seguito sono riportate alcune delle principali combinazioni con le relative curve di capacità.

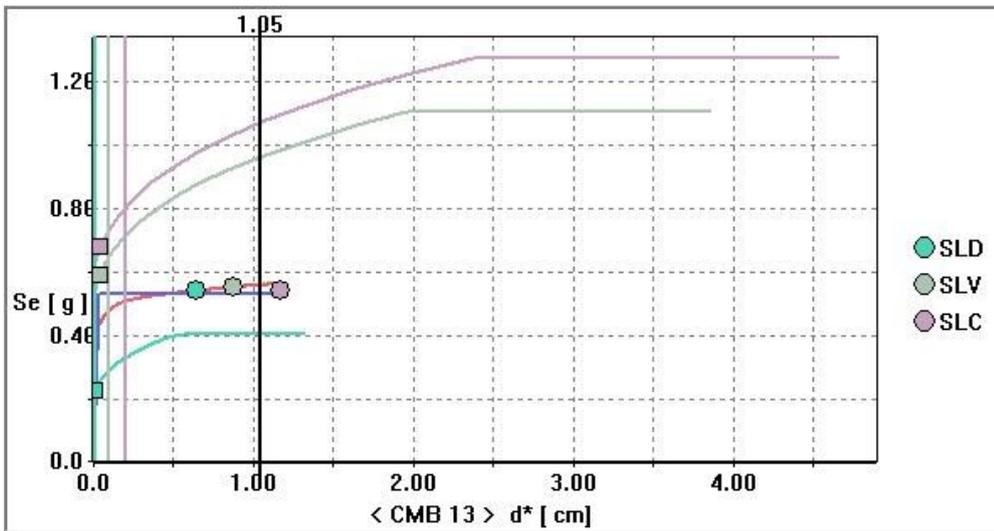


Figura 73) Curva A.D.S.R CMB13

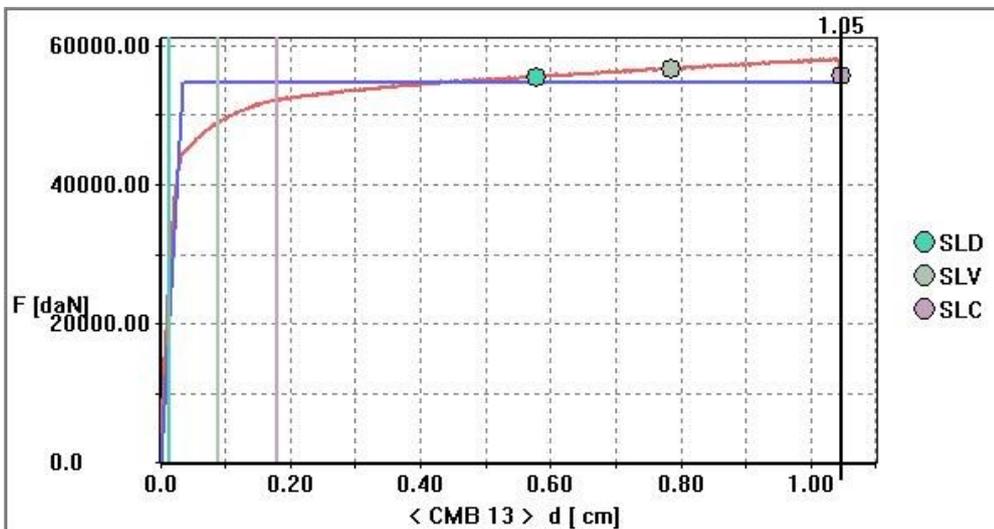


Figura 74) Curva di capacità CMB 13

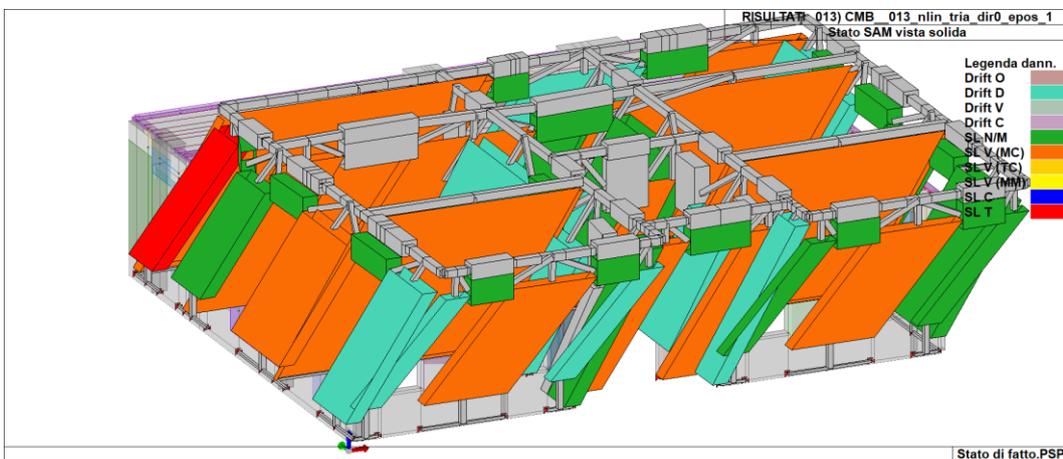


Figura 75) Spostamenti e stato elementi (CMB13)

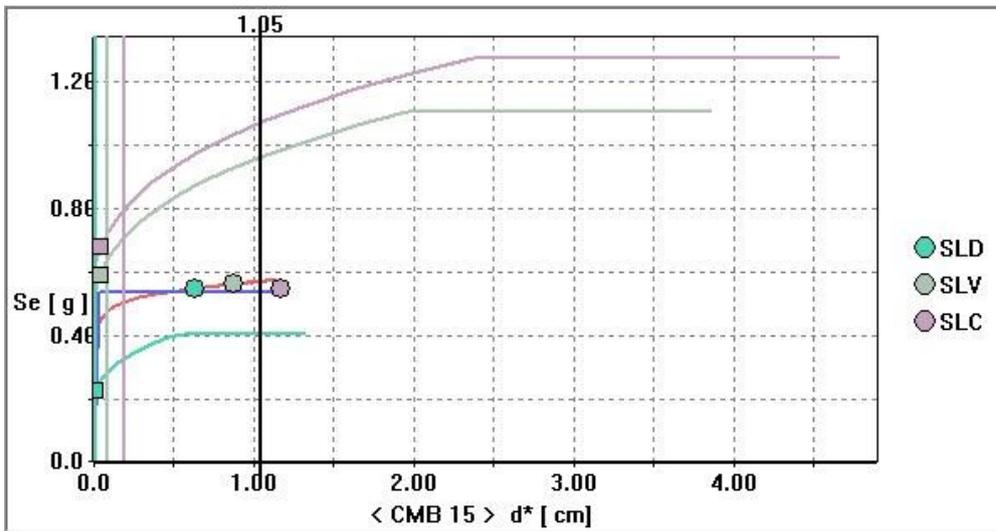


Figura 76) Curva A.D.S.R CMB15

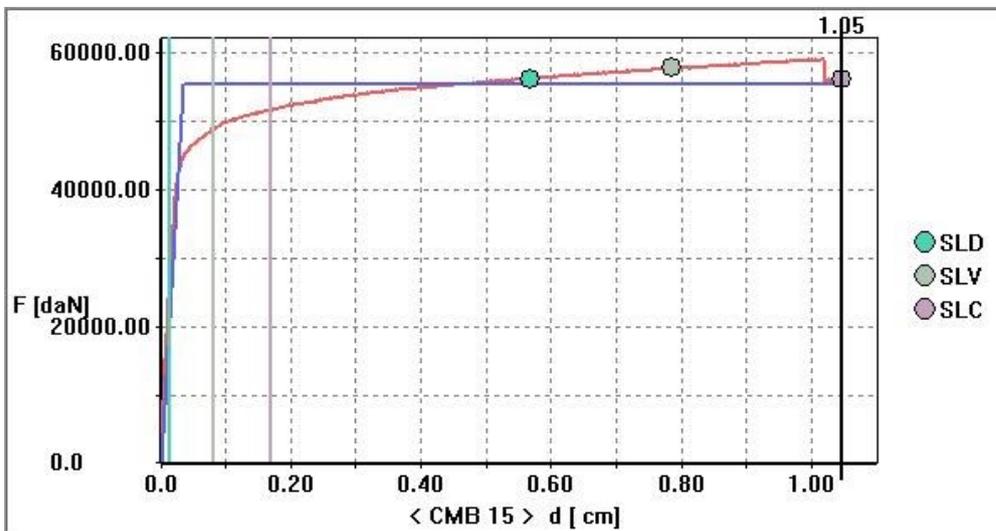


Figura 77) Curva di capacità CMB 15

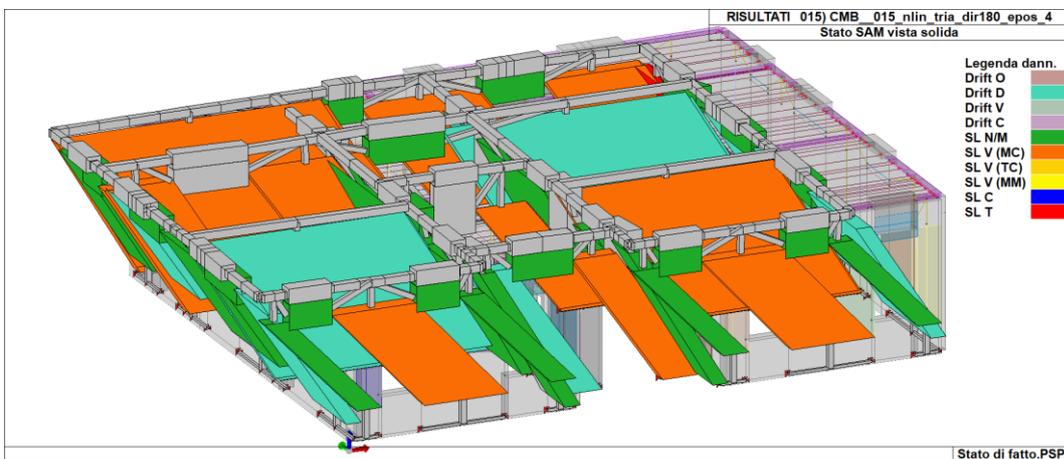


Figura 78) Spostamenti e stato elementi (CMB15)

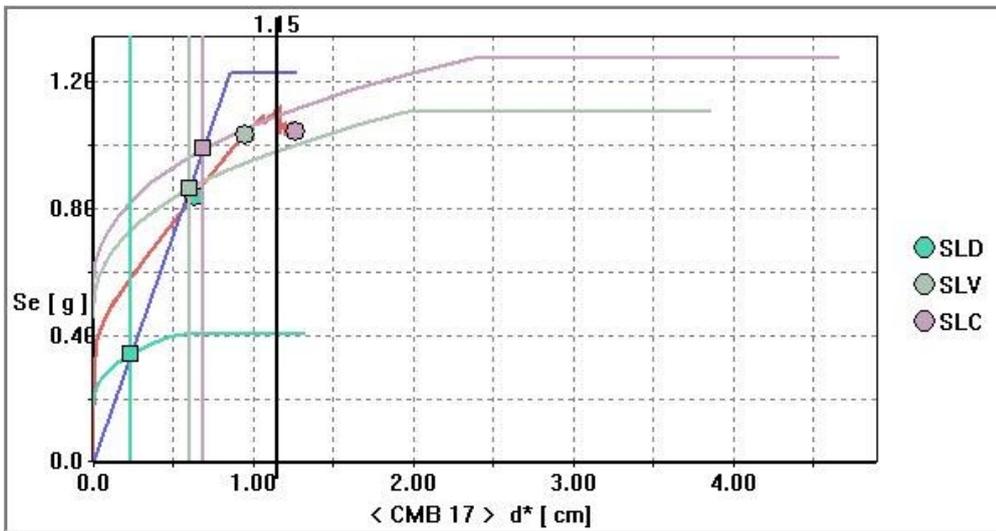


Figura 79) Curva A.D.S.R. CMB 17

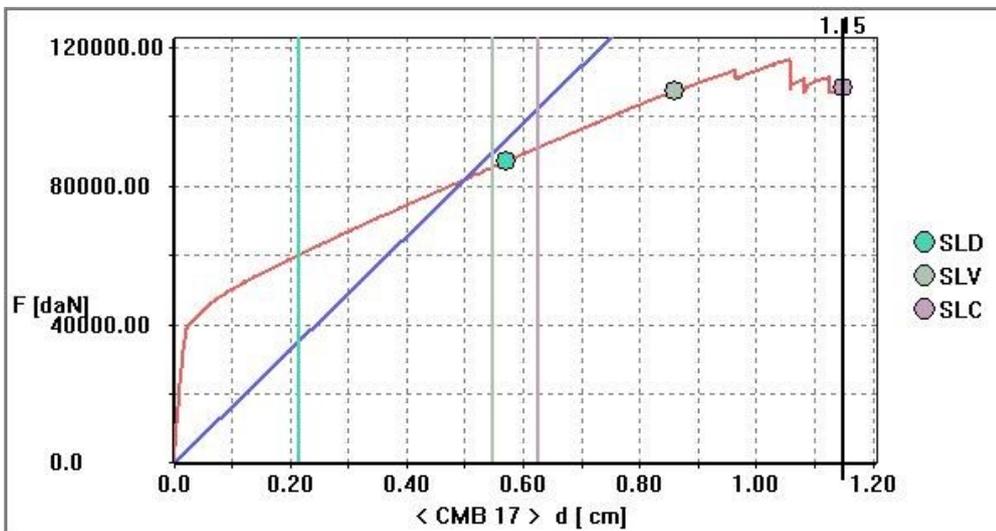


Figura 80) Curva di capacità CMB 17

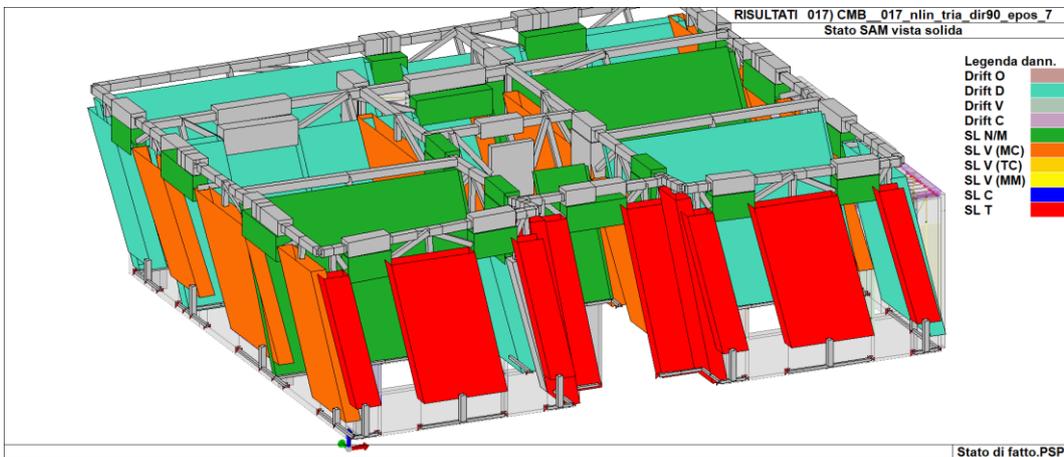


Figura 81) Spostamenti e stato elementi (CMB17)

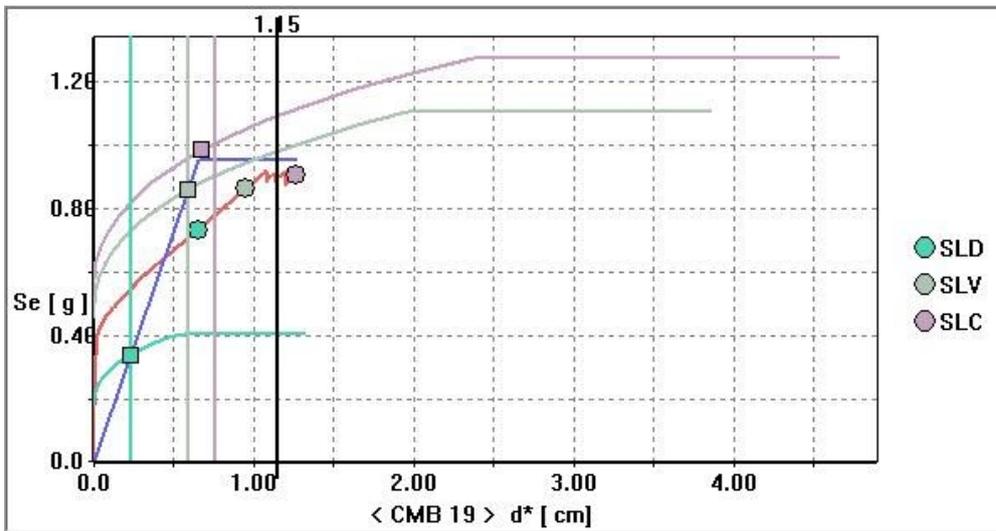


Figura 82) Curva A.D.S.R. CMB 19

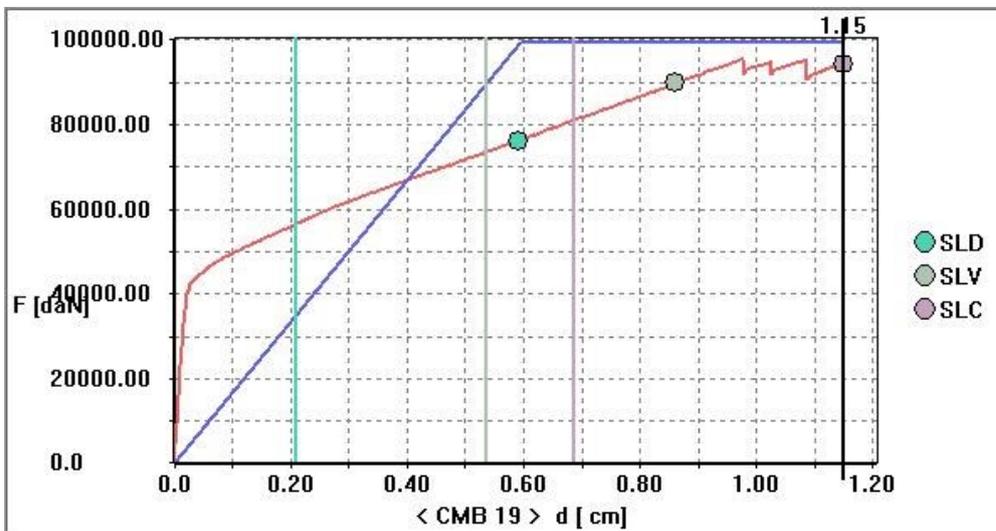


Figura 83) Curva di capacità CMB 19

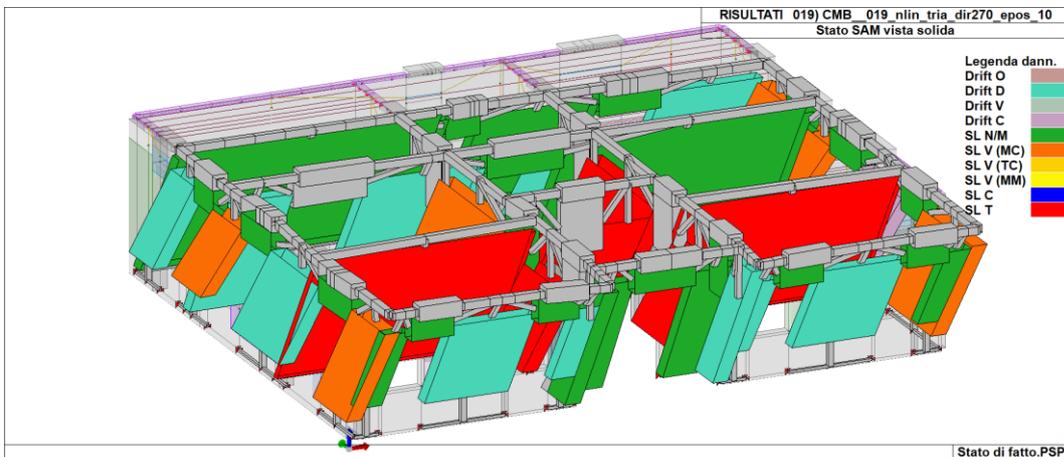


Figura 84) Spostamenti e stato elementi (CMB19)

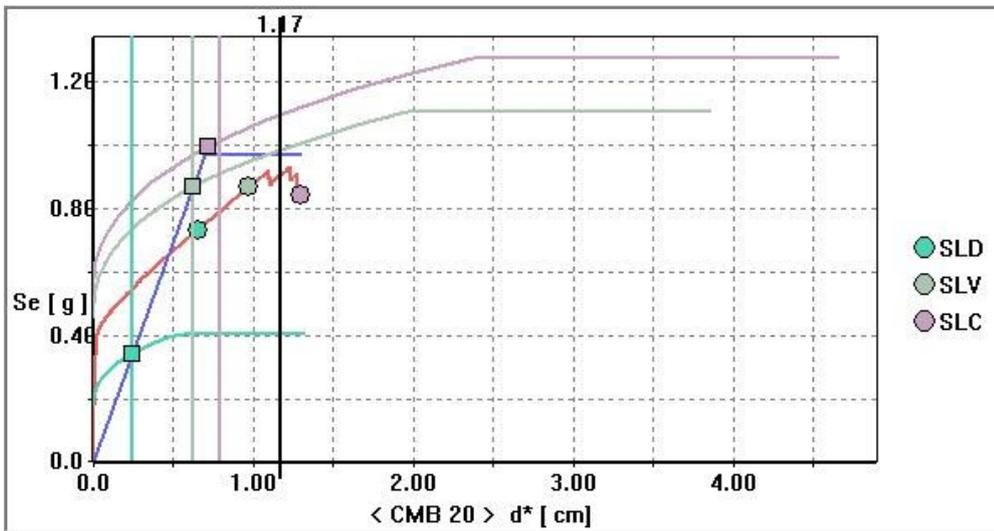


Figura 85) Curva A.D.S.R. CMB 20

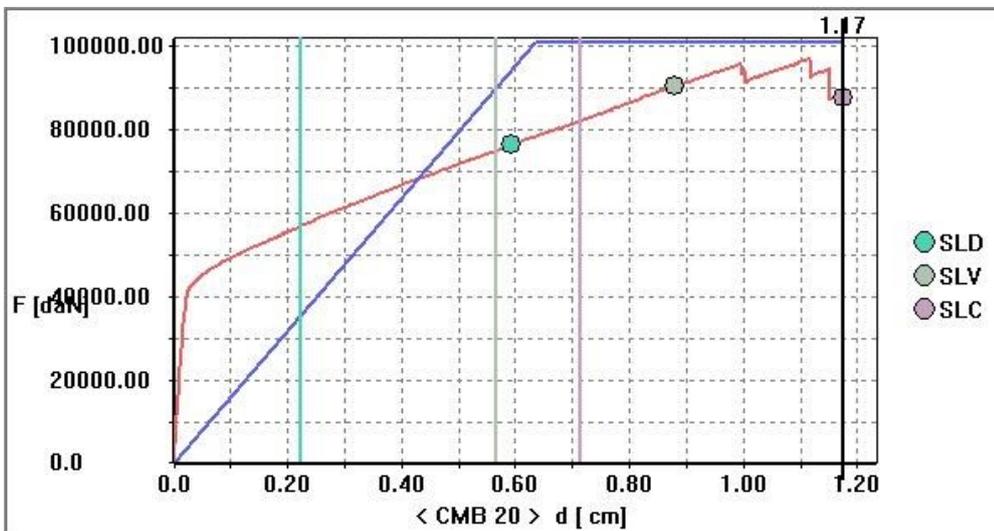


Figura 86) Curva di capacità CMB 20

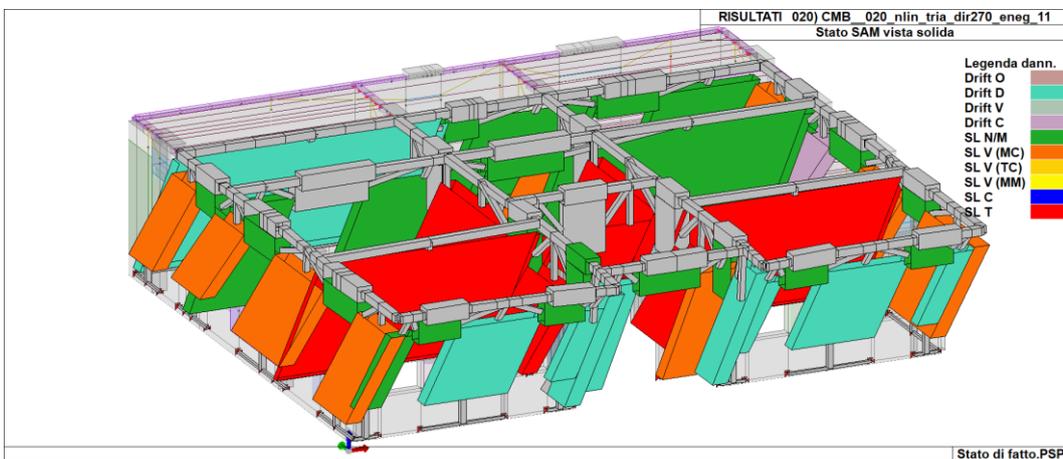


Figura 87) Spostamenti e stato elementi (CMB20)

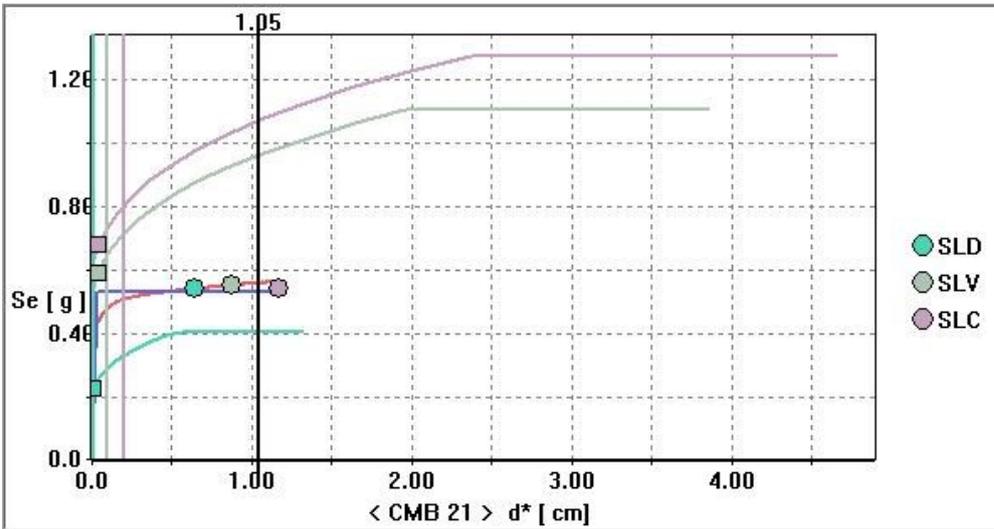


Figura 88) Curva A.D.S.R. CMB 21

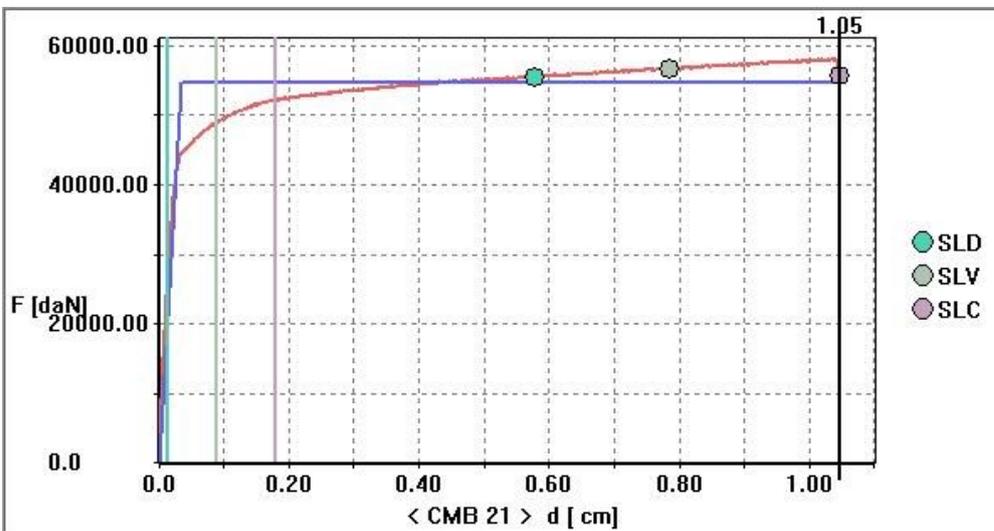


Figura 89) Curva di capacità CMB 21

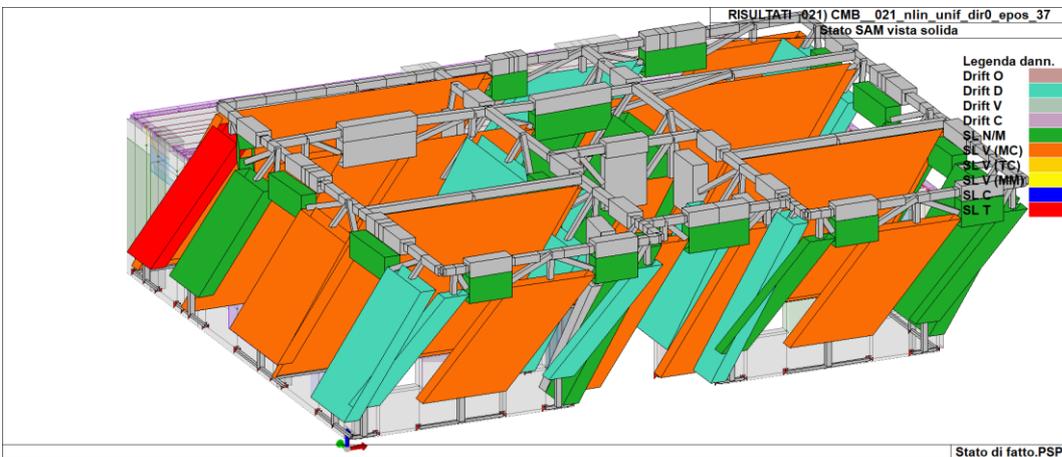


Figura 90) Spostamenti e stato elementi (CMB21)

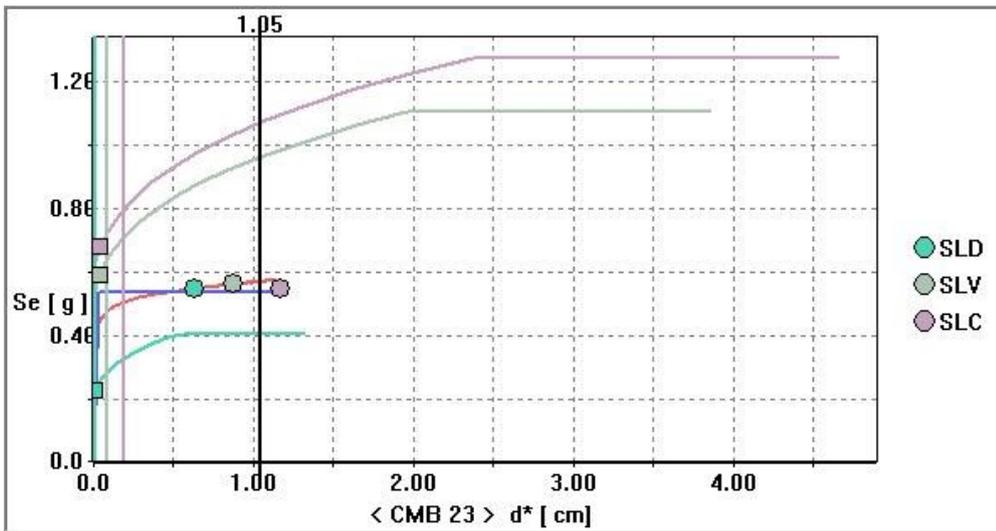


Figura 91) Curva A.D.S.R. CMB 23

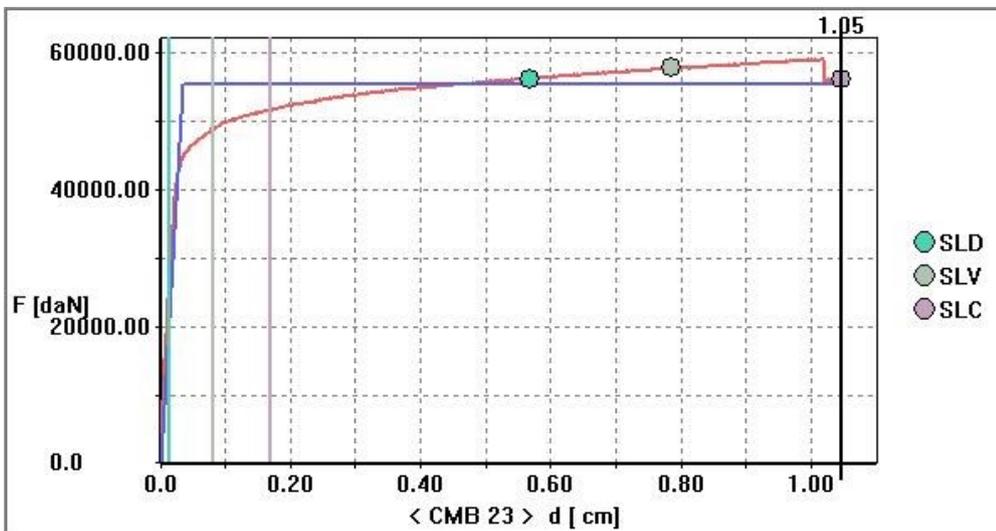


Figura 92) Curva di capacità CMB 23

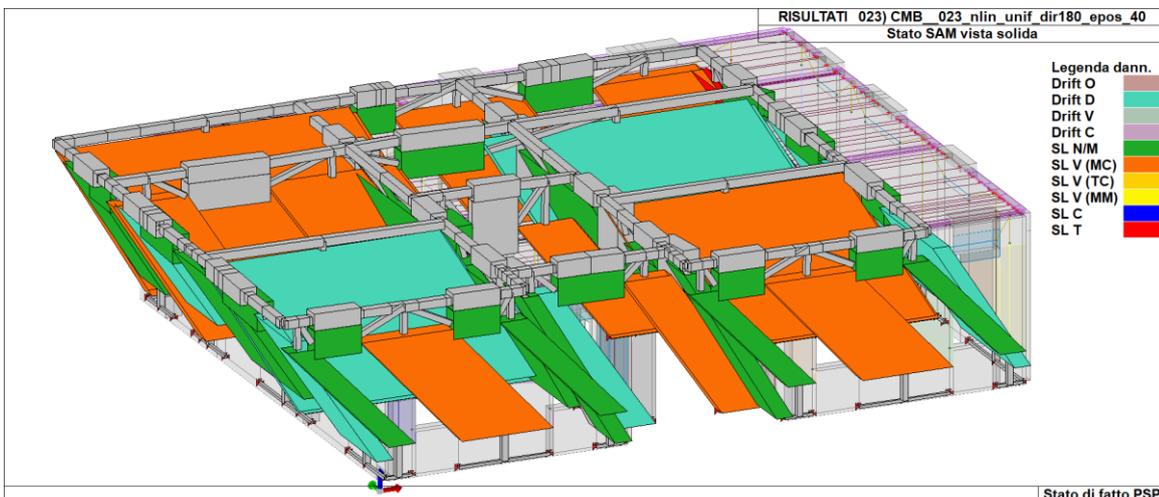


Figura 93) Spostamenti e stato elementi (CMB23)

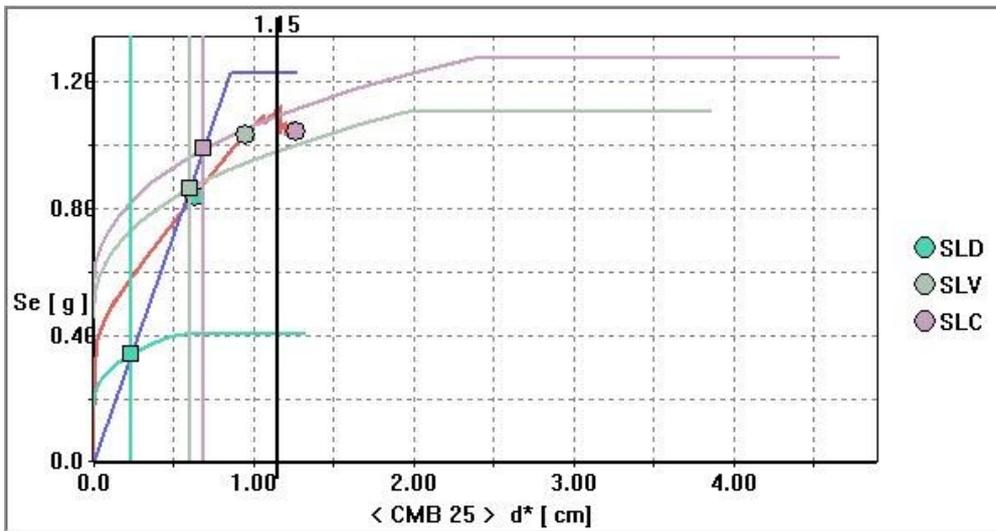


Figura 94) Curva A.D.S.R. CMB 25

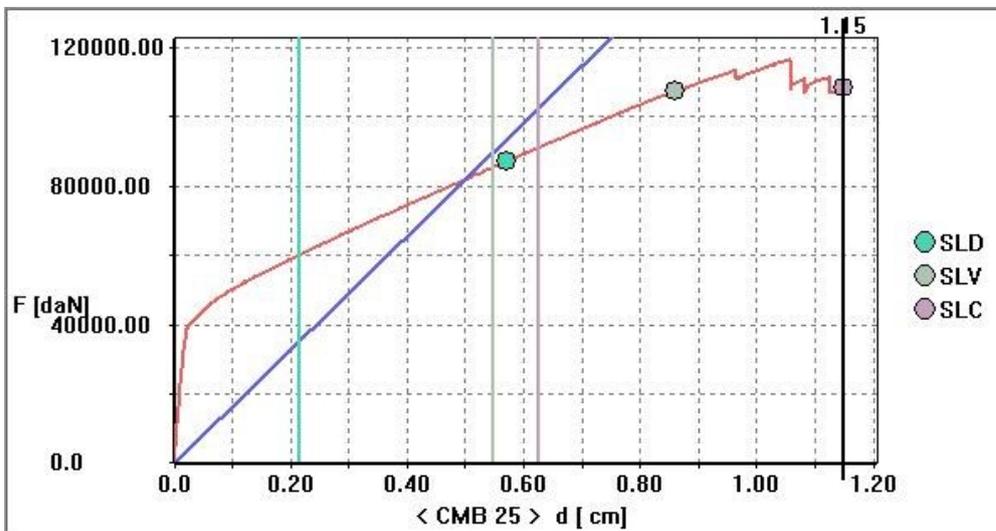


Figura 95) Curva di capacità CMB 25

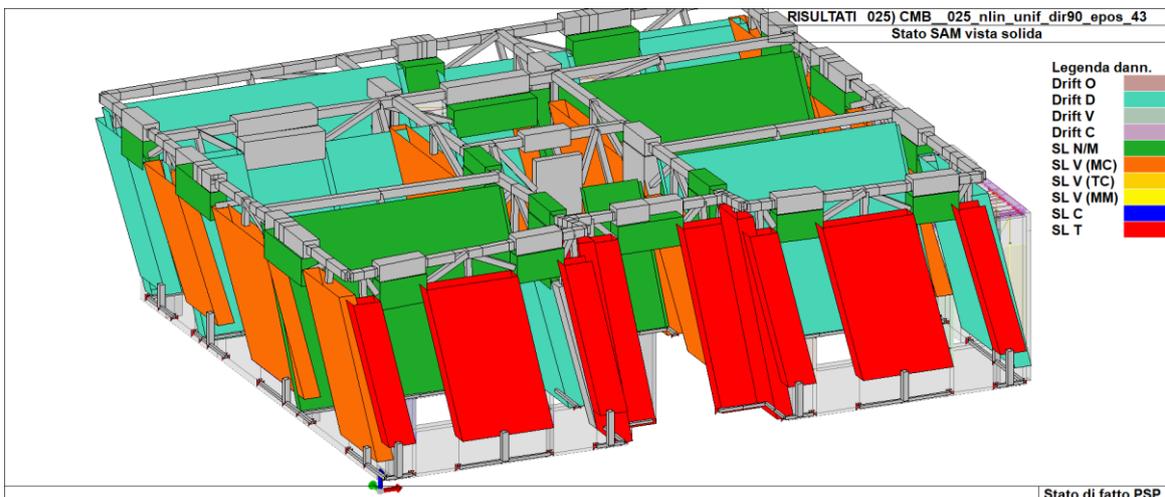


Figura 96) Spostamenti e stato elementi (CMB25)

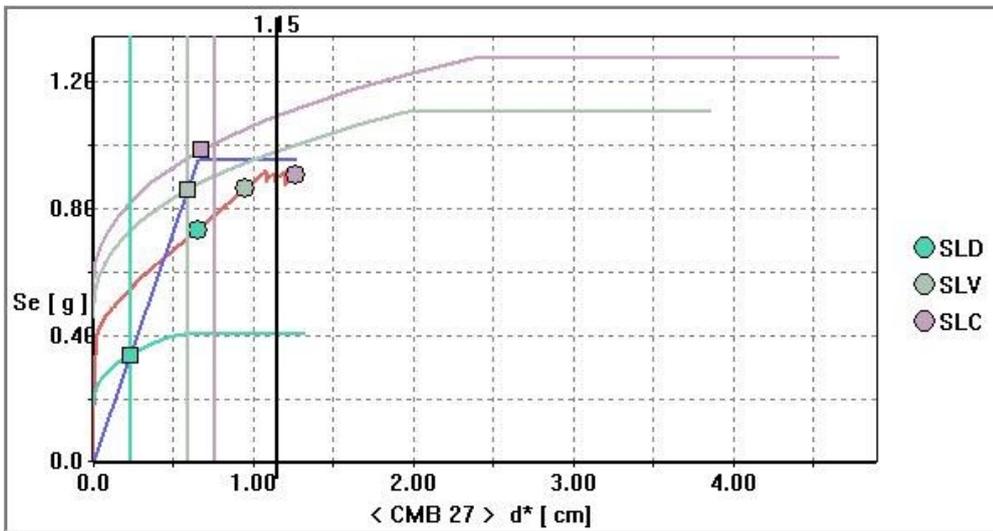


Figura 97) Curva A.D.S.R. CMB 27

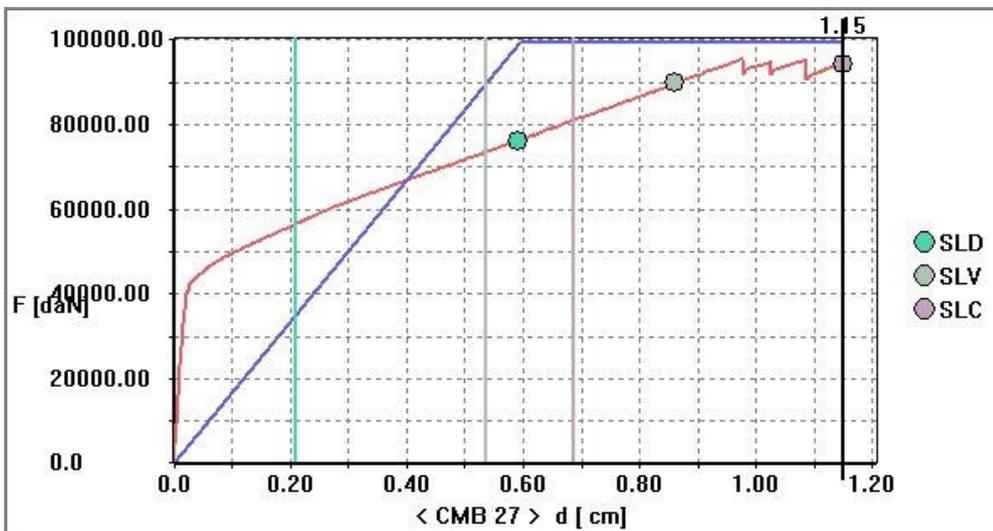


Figura 98) Curva di capacità CMB 27

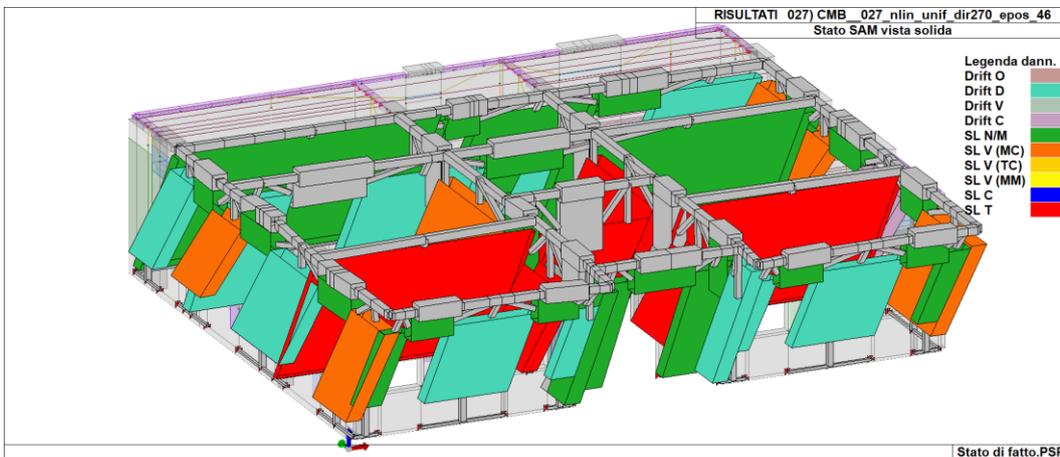


Figura 99) Spostamenti e stato elementi (CMB23)

13 ANALISI PUSHOVER TRAMITE PRO SAP DELLA MURATURA RINFORZATA

La struttura è stata modellata con l'aggiunta dell'esoscheletro, modellato come nel capitolo 9.1, utilizzando lo stesso modulo e stesso materiale. Partendo dal suolo, l'esoscheletro è stato vincolato al piano terra con un vincolo d'incastro. Successivamente sono stati sviluppati montanti e traversi cercando di replicare la migliore simmetria per ogni singolo maschi murario, così anche per le fasce di piano.

L'esoscheletro è stato collegato al cordolo della struttura in muratura tramite un elemento infinitamente rigido, così da emulare un fissaggio rigido che collega i due elementi senza cambiarne sollecitazioni e deformazioni

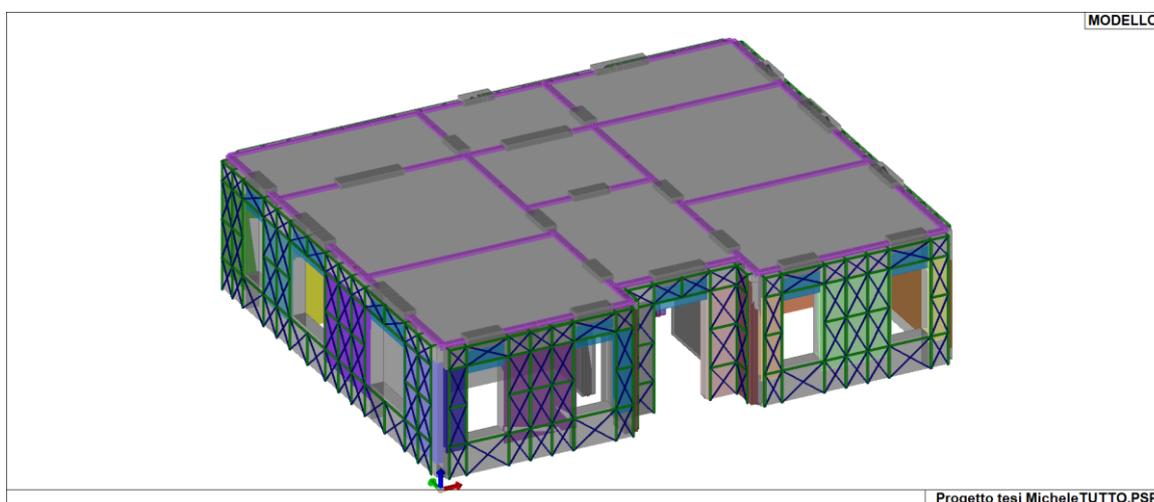


Figura 100) Modello struttura con esoscheletro vista assonometrica 1

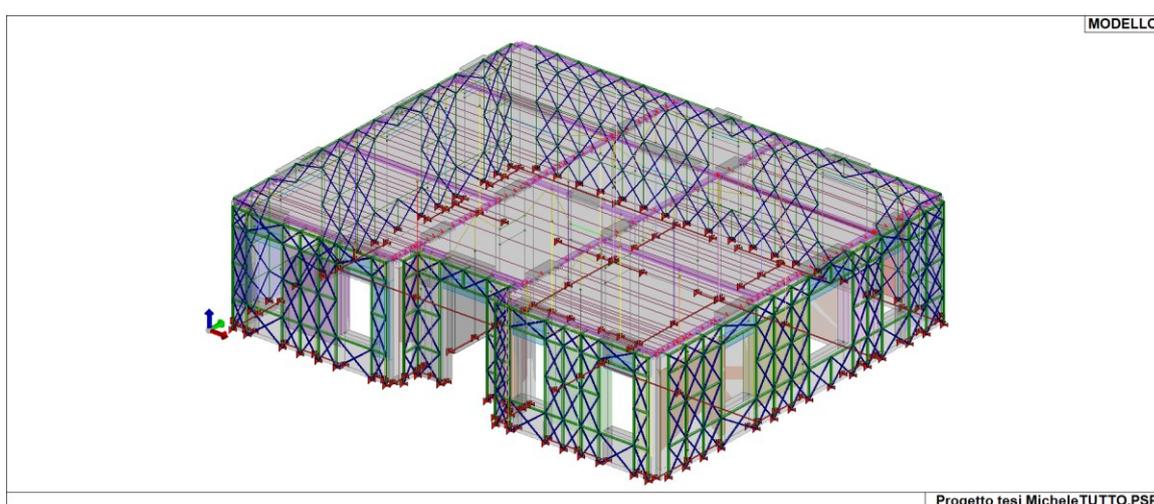


Figura 101) Modello struttura con esoscheletro vista assonometrica 2

13.1 RISULTATI OTTENUTI

Le analisi sismiche non lineari sono state condotte con riferimento al capitolo sulla *progettazione per azioni sismiche* della normativa di riferimento adottata.

In particolare per i singoli casi di carico, oltre a quanto riportato nel capitolo precedente, si individuano:

stato limite di interesse (SLC collasso, SLV salvaguardia della vita, SLD danno e SLO operatività);

modalità di distribuzione delle forze (proporzionale alle masse, funzione della forma modale, approssimata come per statica lineare, corrispondente all'andamento delle forze di piano, multimodale) e di calcolo dello spostamento del punto di controllo.

Le combinazioni sismiche non lineari sono definite in maniera automatica: l'analisi è svolta considerando l'azione sismica (di segno positivo e negativo) applicata separatamente secondo ciascuna delle due direzioni orizzontali.

Il punto di prestazione viene calcolato con il metodo A basato sull'individuazione della *domanda anelastica* attraverso il principio dell'equivalenza energetica.

I risultati delle analisi di seguito riportati sono pertanto:

parametri di calcolo del sistema bilineare equivalente e domanda di spostamento effettivo della struttura;

tabelle riassuntive delle capacità e domande in termini di spostamento, PGA, Tempi di ritorno e probabilità di superamento.

CMB	Stato	Angolo ing.	Eccentr.	Distribuzione F	m* x g	K*	T* [s]	Gammady	Fy	d max	F max	au/a l
-	-	gradi	-	-	daN	daN/cm	sec	-	cmdaN	cm	daN	-
13	ok	0.0	Nulla	Stat. equiv.	2.164e+05	2.897e+06	0.05	0.01	0.39.343e+05	0.32	9.025e+05	26.25
14	ok	180.0	Nulla	Stat. equiv.	2.164e+05	3.250e+06	0.05	0.01	0.14.236e+05	0.13	3.890e+05	12.20
15	ok	90.0	Nulla	Stat. equiv.	1.720e+05	1.629e+06	0.07	0.03	0.81.222e+06	0.75	1.191e+06	24.98
16	ok	270.0	Nulla	Stat. equiv.	1.720e+05	1.630e+06	0.07	0.03	0.71.211e+06	0.74	1.191e+06	20.44
17	ok	0.0	Nulla	Proporz.	2.164e+05	2.846e+06	0.06	0.01	0.41.104e+06	0.39	1.026e+06	30.52
18	ok	180.0	Nulla	Proporz.	2.164e+05	2.859e+06	0.06	0.01	0.41.115e+06	0.39	1.026e+06	31.04
19	ok	90.0	Nulla	Proporz.	1.720e+05	1.650e+06	0.06	0.03	0.71.221e+06	0.74	1.190e+06	24.97
20	ok	270.0	Nulla	Proporz.	1.720e+05	1.653e+06	0.06	0.03	0.71.214e+06	0.73	1.191e+06	20.44

Tabella 41) Risultati analisi

Legenda	
CMB	Numero della combinazione di carico analizzata
Stato	Esito della verifica in funzione degli stati limite di interesse (ok = verificato - N.V.= non verificato)
Angolo ing.	Direzione di ingresso del sisma
Eccentr.	Eccentricità: Pos. = Eccentricità positiva - Neg = Eccentricità negativa - Nulla = Eccentricità nulla
Distribuzione	Modalità di applicazione delle forze sismiche: Stati. Equiv = Triangolare - proporzionale alle forze statiche - Modale = corrispondente a un andamento dell'accelerazione proporzionale alla forma del modo fondamentale - Forze di piano = corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento - Proporz = desunta da un andamento uniforme di accelerazione - Multimodale = multimodale considerando almeno sei modi significativi
F	
$m^* \times g$	Massa dell'oscillatore equivalente
K^*	Rigidezza del tratto elastico della curva di capacità bilineare dell'oscillatore equivalente
Gamma	Fattore di partecipazione modale
d_y	Spostamento limite elastico del sistema equivalente individuato sul diagramma bilineare equivalente
F_y	Forza in corrispondenza dello spostamento limite elastico del sistema equivalente
d_{max}	Spostamento massimo dell'oscillatore equivalente
a_u/a_l	Rapporto di sovraresistenza della struttura misurato come rapporto tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione.

CMB- SLD	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr
-	-	cm	cm	g	g	anni	anni	%	%	-	-	-
13	ok	1.83e-04	0.24	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
14	ok	1.61e-04	0.10	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
15	ok	6.63e-04	0.56	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
16	ok	6.63e-04	0.56	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
17	ok	1.86e-04	0.29	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
18	ok	1.85e-04	0.29	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
19	ok	6.54e-04	0.55	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03
20	ok	6.53e-04	0.55	0.17	0.55	50.3	2475.0	63.00	2.00	3.19	49.21	0.03

Tabella 42) Risultati analisi SLD

CMB-SLV	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLV
-	-	cm	cm	g	g	anni	anni	%	%	-	-	-	-
13	ok	4.75e-04	0.24	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.47e-03
14	ok	4.18e-04	0.10	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	3.21e-03
15	ok	1.72e-03	0.56	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	2.29e-03
16	ok	1.72e-03	0.56	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	2.31e-03
17	ok	4.84e-04	0.29	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.25e-03
18	ok	4.82e-04	0.29	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	1.24e-03
19	ok	1.69e-03	0.55	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	2.29e-03
20	ok	1.69e-03	0.55	0.45	0.55	474.6	2475.0	10.00	2.00	1.20	5.22	0.20	2.30e-03

Tabella 43) Risultati analisi SLV

CMB-SLC	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLC
-	-	cm	cm	g	g	anni	anni	%	%	-	-	-	-
13	ok	5.48e-04	0.32	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.70e-03
14	ok	4.82e-04	0.13	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	3.70e-03
15	ok	1.98e-03	0.75	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	2.64e-03
16	ok	1.98e-03	0.74	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	2.67e-03
17	ok	5.59e-04	0.39	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.44e-03
18	ok	5.56e-04	0.39	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	1.43e-03
19	ok	1.95e-03	0.74	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	2.64e-03
20	ok	1.95e-03	0.73	0.53	0.55	974.8	2475.0	5.00	2.00	1.04	2.54	0.40	2.65e-03

Tabella 44) Risultati analisi SLC

Legenda

CMB- SLC	Numero della combinazione di carico analizzata allo SLC
Stato	Esito della verifica in funzione degli stati limite di interesse (ok = verificato - N.V.= non verificato)
Dom: d	Domanda in termini di spostamento
Cap: d	Capacità in termini di spostamento
Dom: PGA	Domanda in termini di PGA
Cap: PGA	Capacità i in termini di PGA
Dom: Tr	Domanda in termini di tempi di ritorno
Cap: Tr	Capacità in termini di tempi di ritorno
Dom: Pr	Domanda in termini di probabilità di superamento
Cap: Pr	Capacità in termini di probabilità di superamento
Rapp: PGA	Rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA
Rapp: Tr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di tempi di ritorno
Rapp: Pr	Rapporto tra capacità e domanda in termini di probabilità di superamento

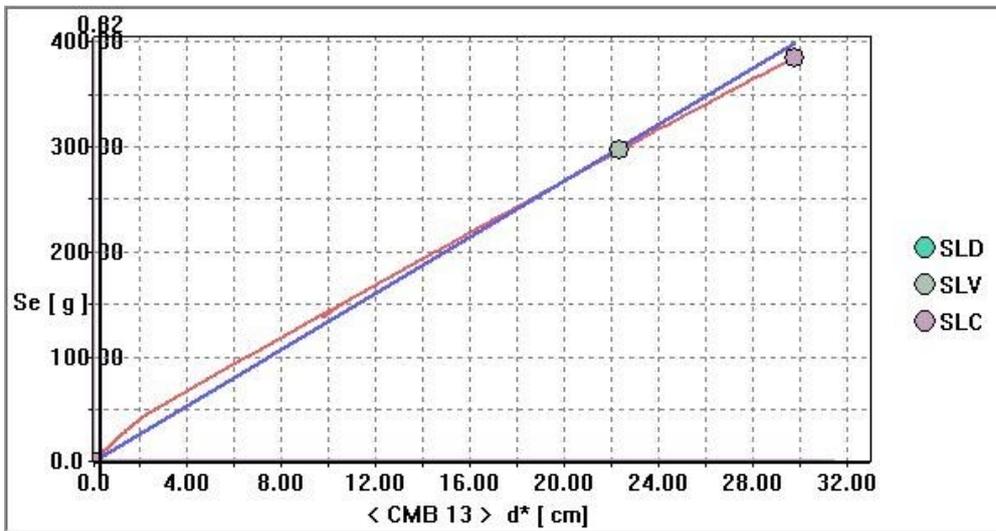


Figura 102) Curva A.D.S.R. CMB 13

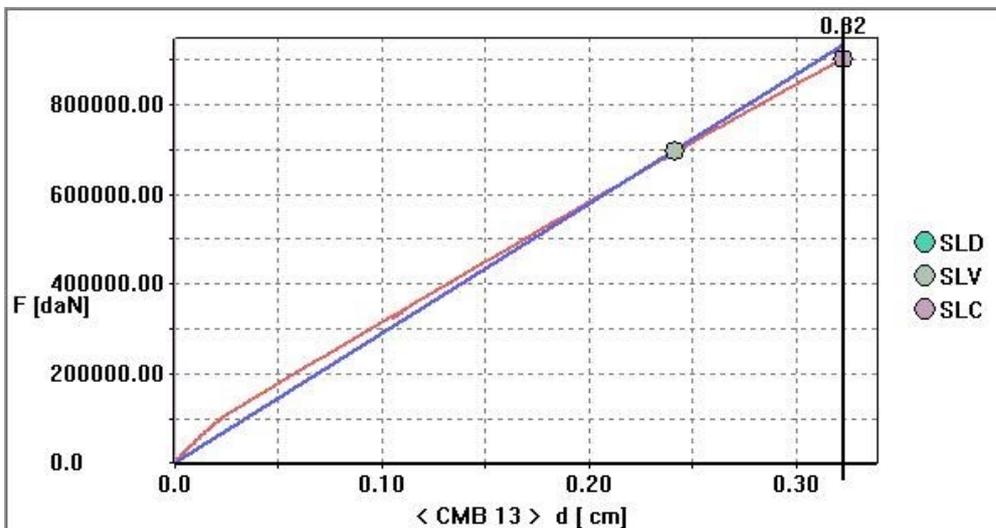


Figura 103) Curva di capacità CMB 13

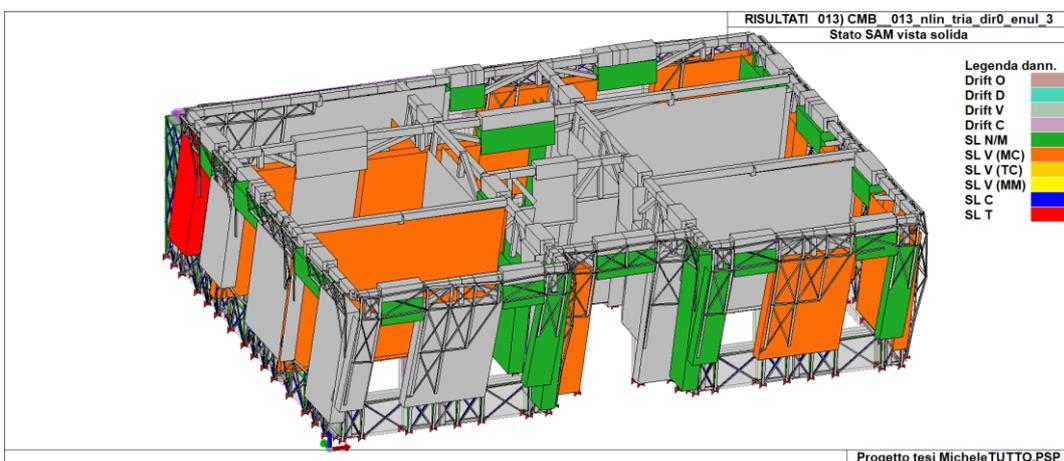


Figura 104) Spostamenti e stato elementi (CMB13)

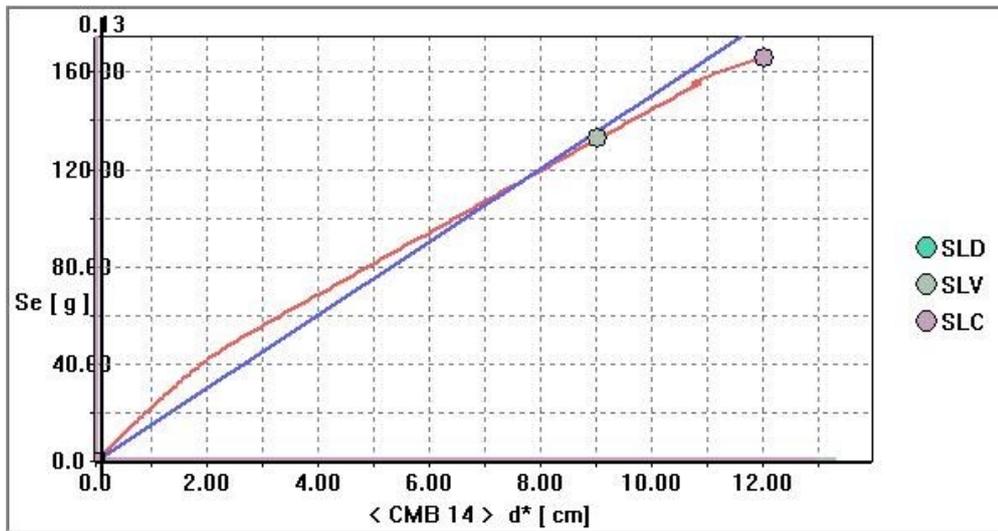


Figura 105) Curva A.D.S.R. CMB 14

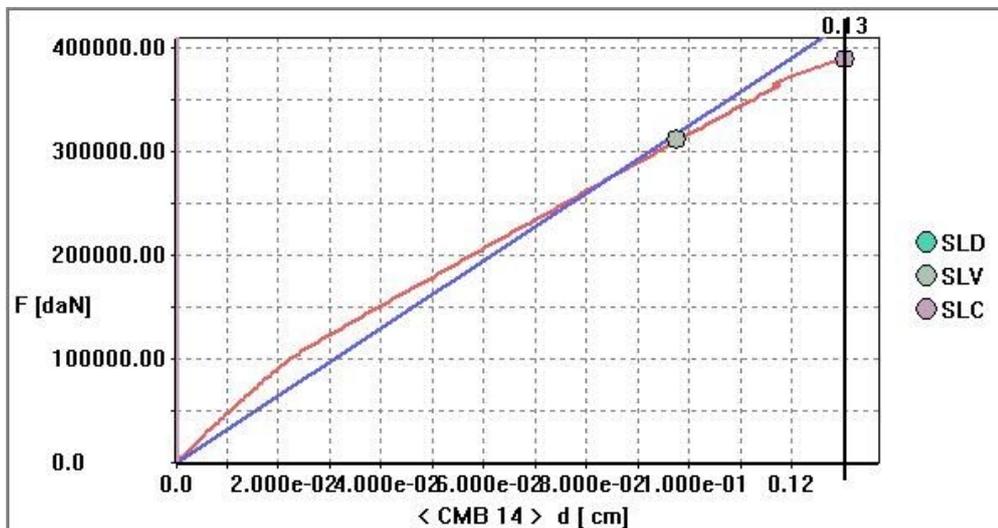


Figura 106) Curva di capacità CMB 14

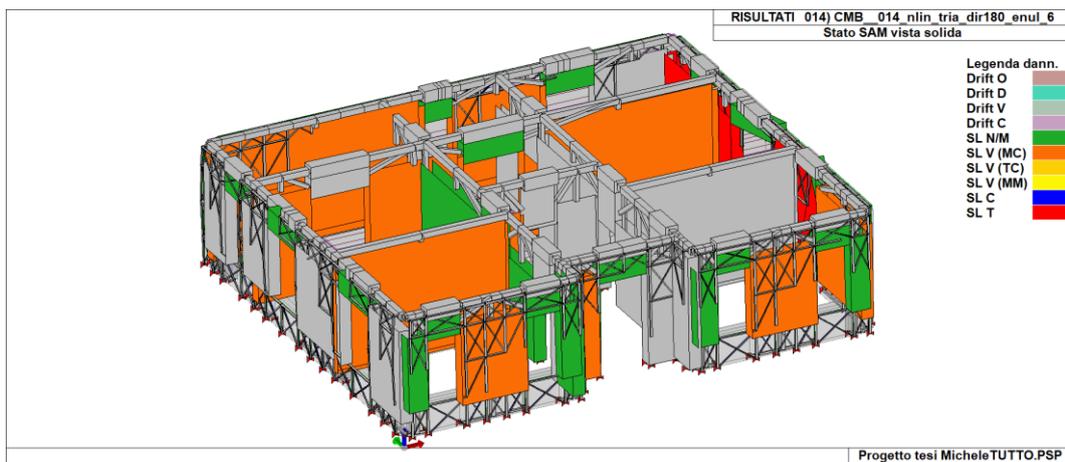


Figura 107) Spostamenti e stato elementi (CMB14)

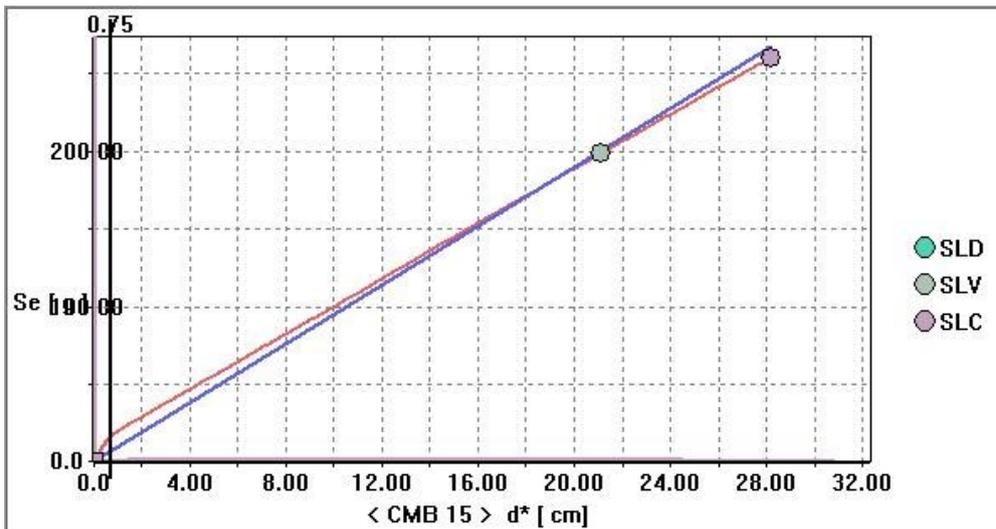


Figura 108) Curva A.D.S.R. CMB 15

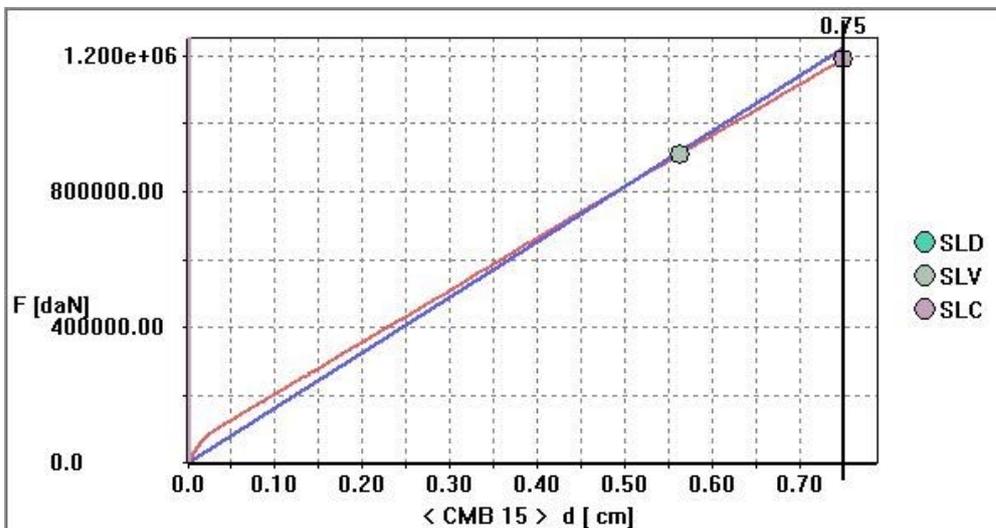


Figura 109) Curva di capacità CMB 15

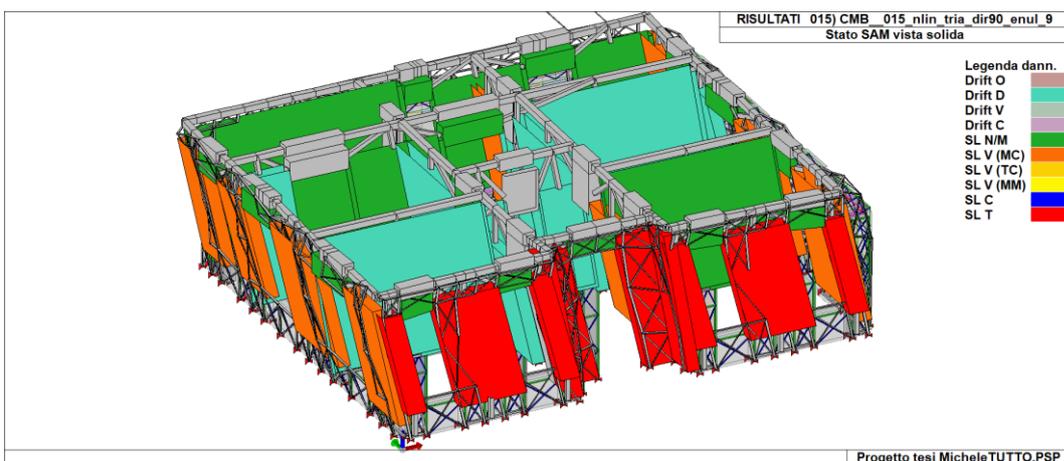


Figura 110) Spostamenti e stato elementi (CMB15)

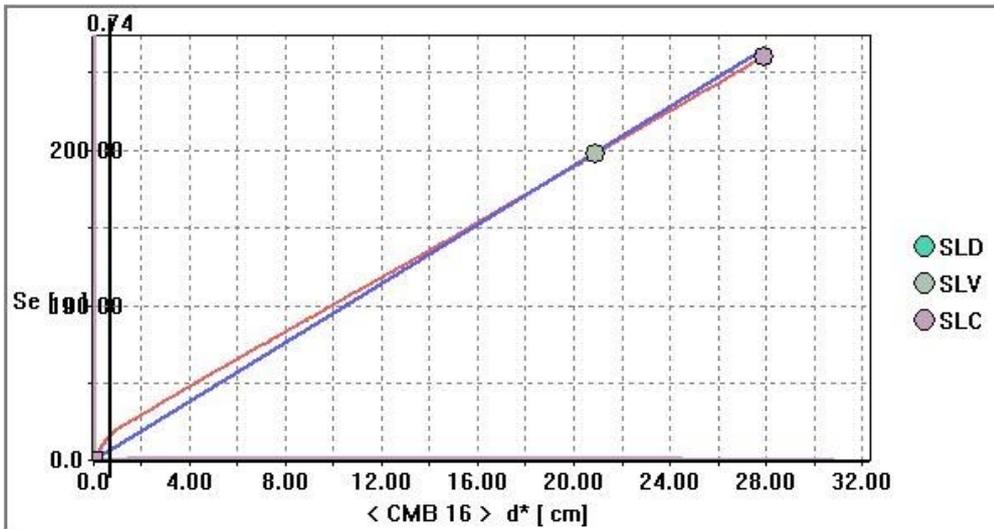


Figura 111) Curva A.D.S.R. CMB 16

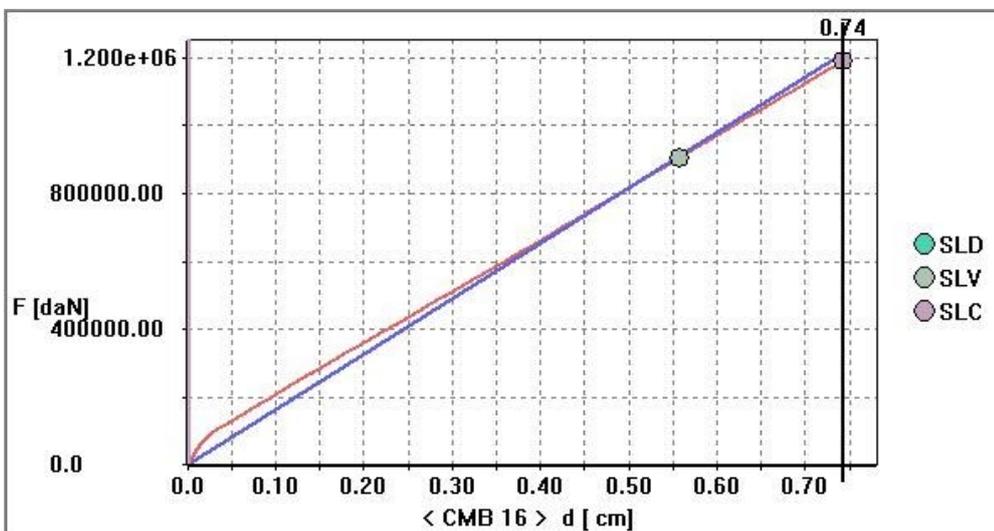


Figura 112) Curva di capacità CMB 16

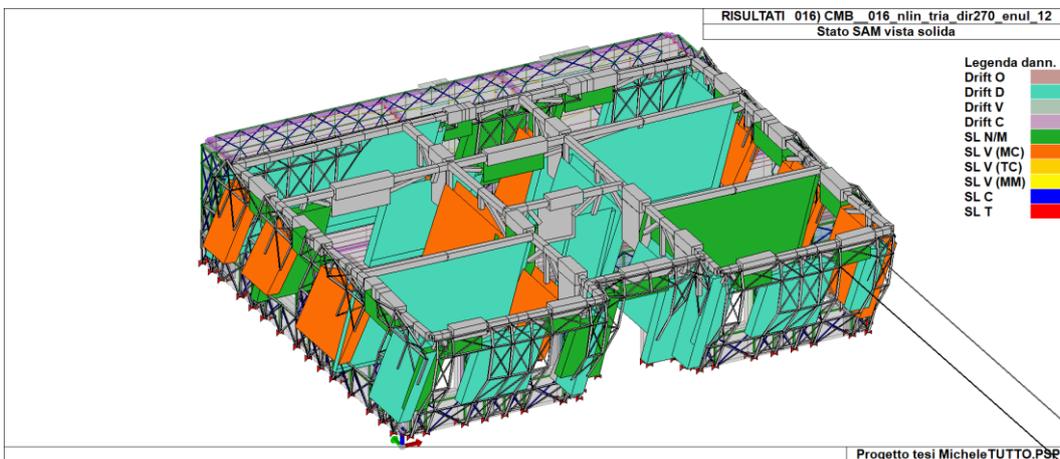


Figura 113) Spostamenti e stato elementi (CMB16)

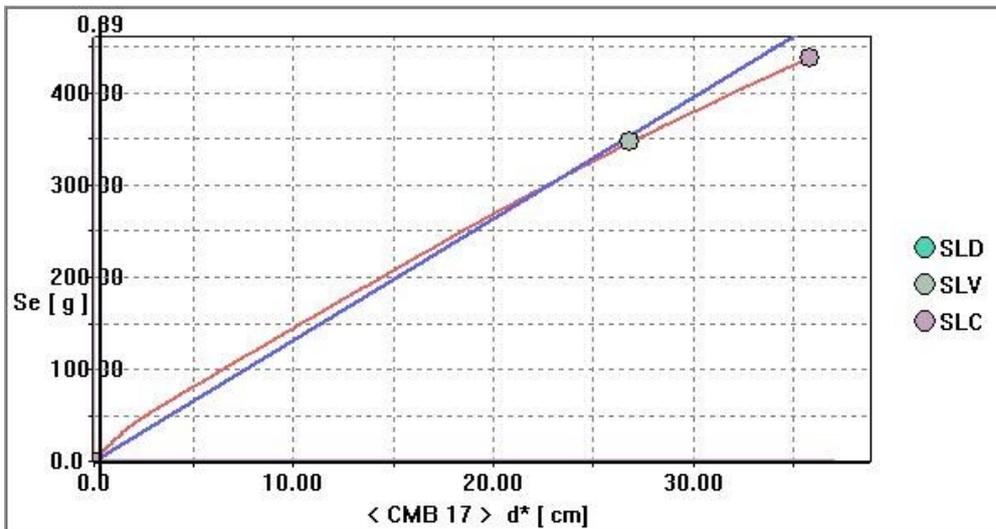


Figura 114) Curva A.D.S.R. CMB 17

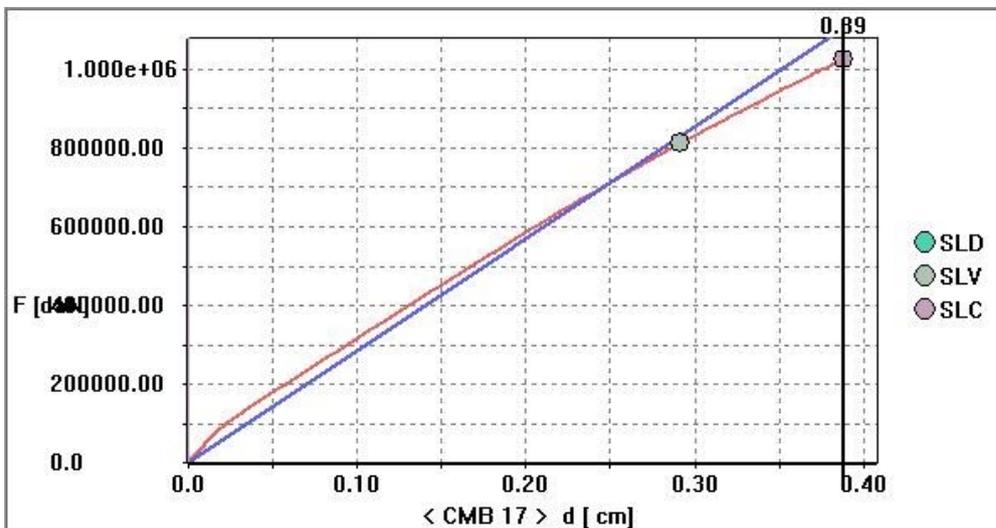


Figura 115) Curva di capacità CMB 17

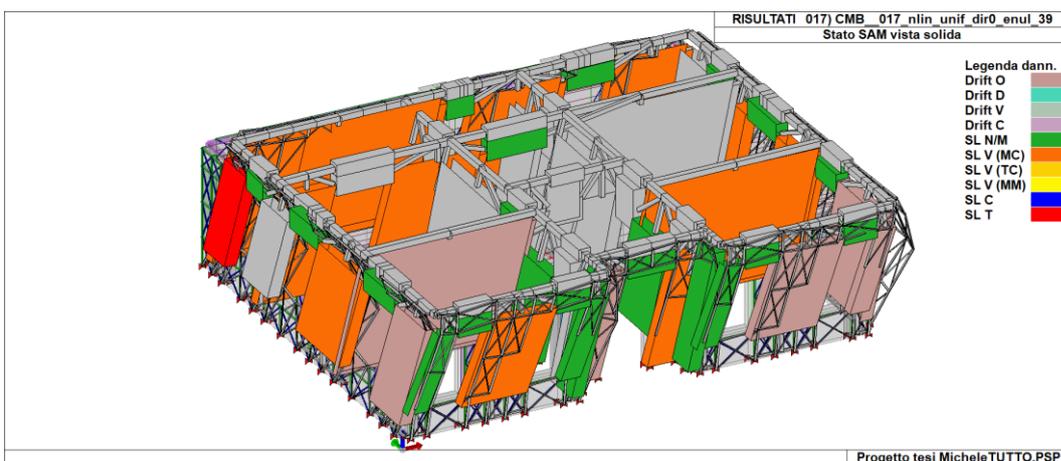


Figura 116) Spostamenti e stato elementi (CMB17)

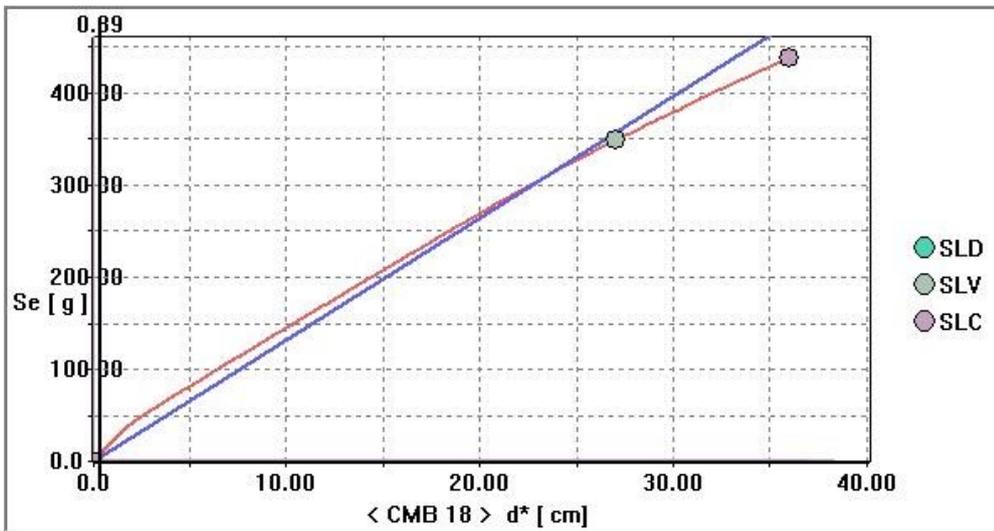


Figura 117) Curva A.D.S.R. CMB 18

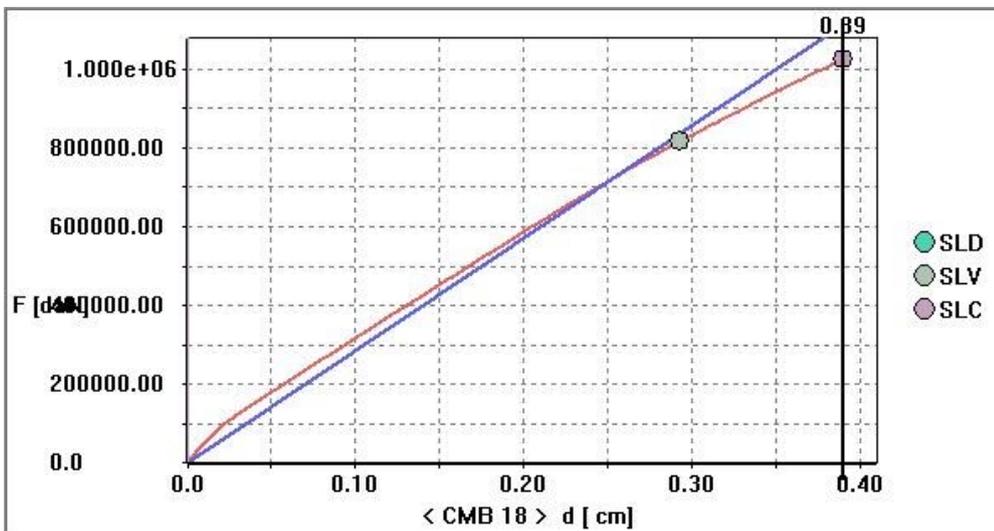


Figura 118 Curva di capacità CMB 18

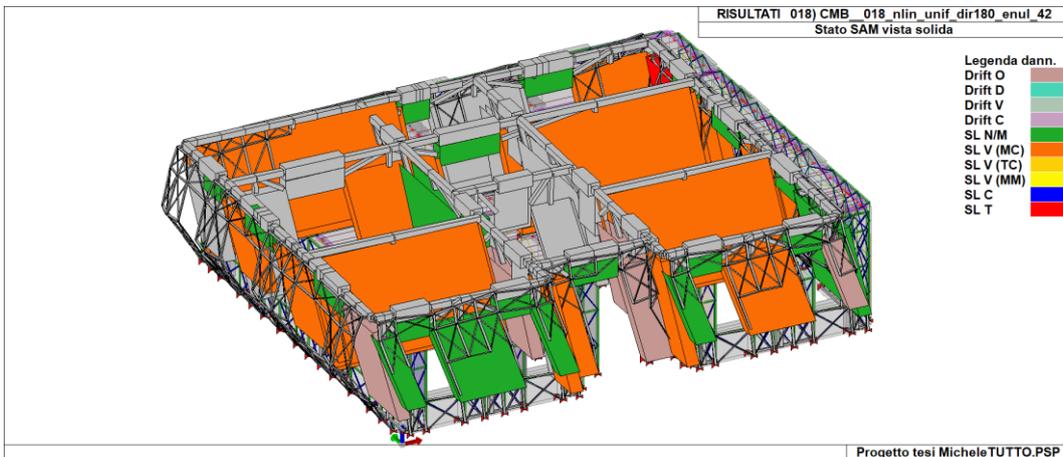


Figura 119) Spostamenti e stato elementi (CMB18)

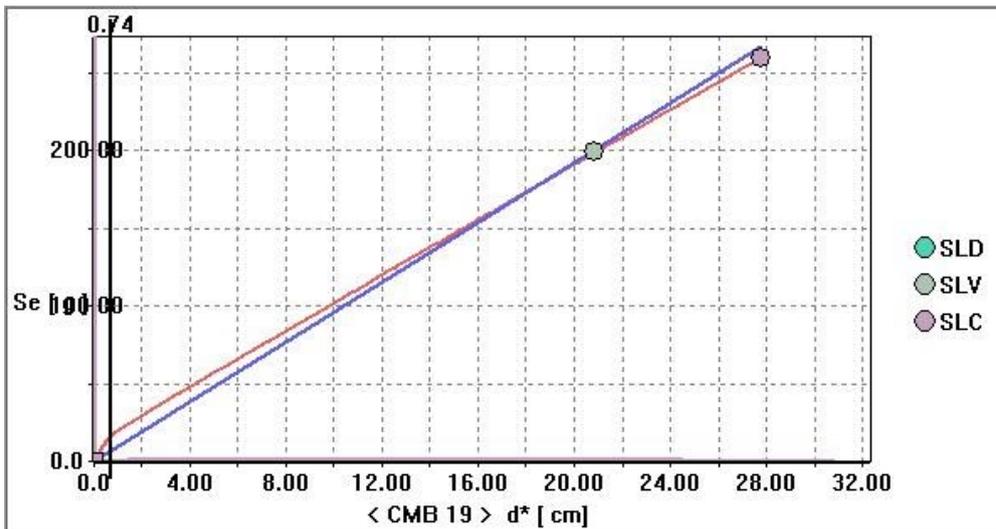


Figura 120) Curva A.D.S.R. CMB 19

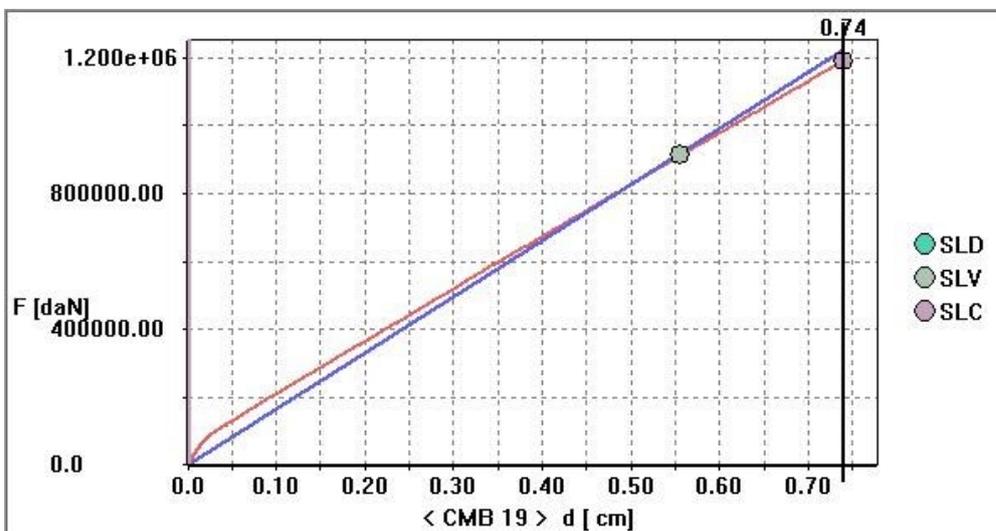


Figura 121) Curva di capacità CMB 19

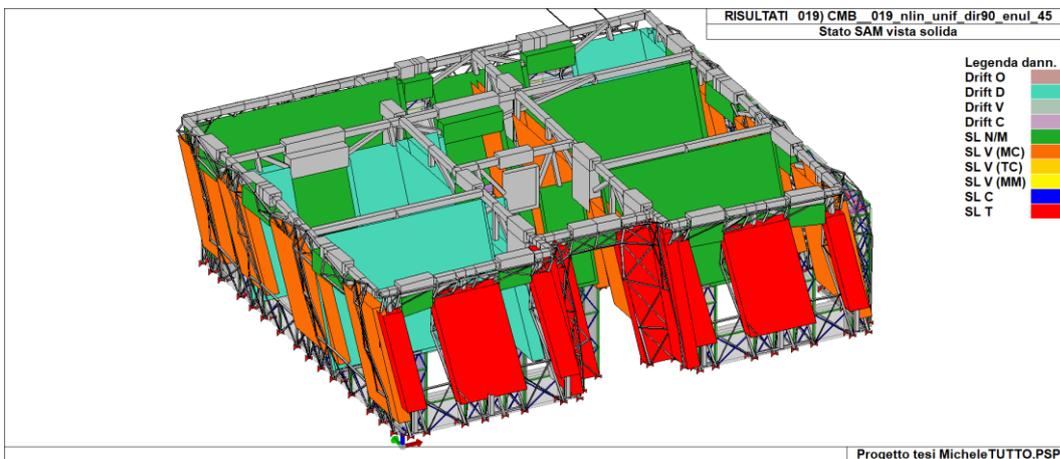


Figura 122) Spostamenti e stato elementi (CMB19)

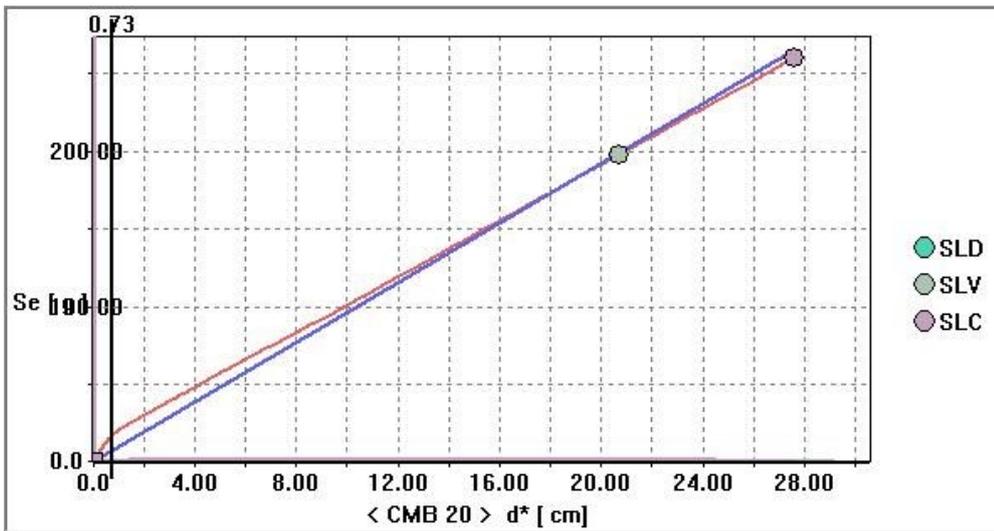


Figura 123) Curva A.D.S.R. CMB 20

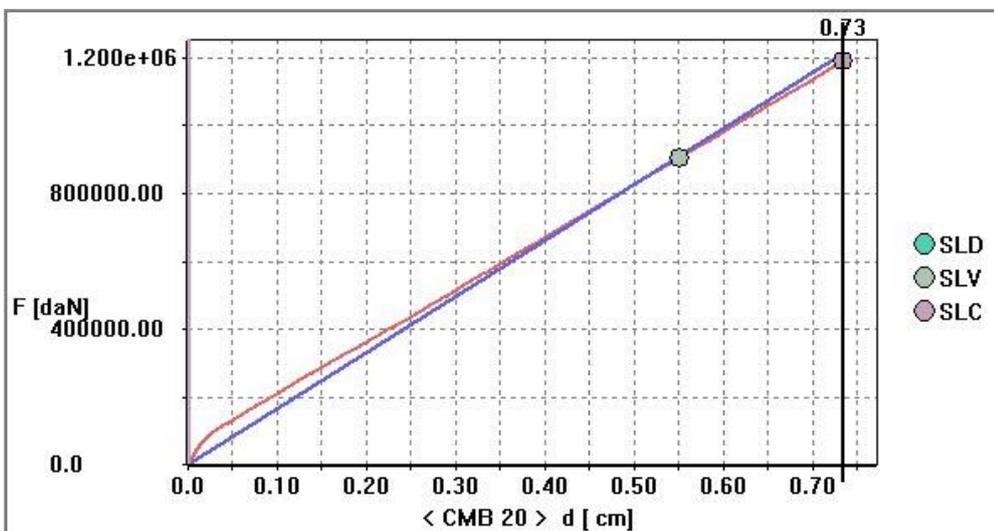


Figura 124) Curva di capacità CMB 20

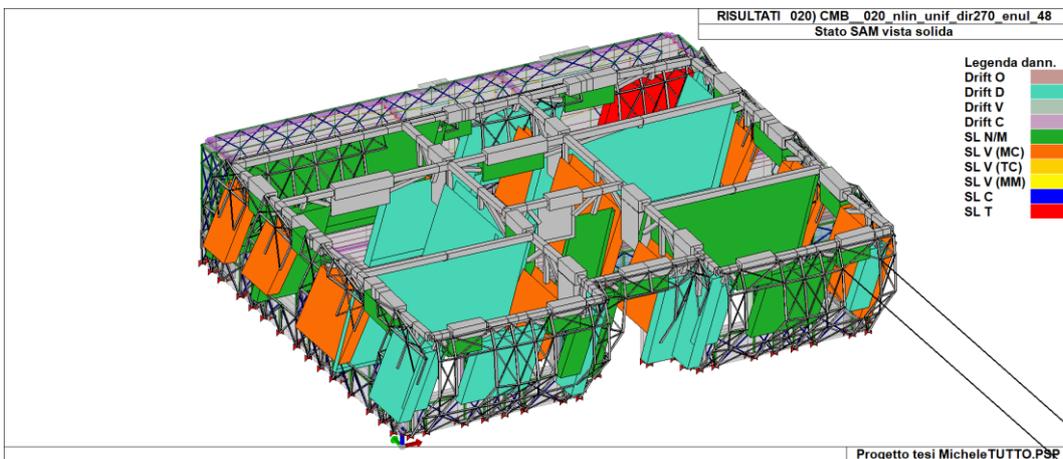


Figura 125) Spostamenti e stato elementi (CMB20)

14 CONCLUSIONI

Lo studio di alcune strutture d'acciaio, applicate esternamente a modelli semplificati di costruzioni esistenti in muratura, ha dimostrato la loro notevole efficacia nel ridurre la risposta sismica del sistema. Nei confronti dell'azione di un terremoto, hanno determinato una evidente riduzione degli spostamenti di piano, nonché un consistente assorbimento degli sforzi di taglio da parte della struttura esterna, alleggerendo così il carico sull'edificio.

L'introduzione di tali strutture permette il mantenimento della costruzione originaria escludendo la sua demolizione, lavori di manutenzione e rifacimento, che risultano molto più onerosi. Aggiungendo un involucro che la contenga e la colleghi rigidamente ad esso; è possibile adeguare la struttura a livello sismico, considerando anche un miglioramento energetico.

Si tratta di soluzioni che causano un ridotto ingombro intorno al perimetro dell'edificio ed è un dato utile se si pensa di doverle applicare in zone ad alta densità abitativa come le città.

Dalle analisi condotte si evidenzia come l'esoscheletro in acciaio aiuti la struttura ad assorbire le sollecitazioni indotte dal sisma.

I risultati numerici condotti da EUCENTRE confermano quanto emerso dalle prove sperimentali. I cicli isteretici sono in linea con le curve pushover generate dalla modellazione DEM. L'incremento di rigidità iniziale elastica fornito dai sistemi di rinforzo si ritiene trascurabile, vista l'elevata flessibilità dei telai in acciaio rispetto alle pareti in muratura alle quali sono collegati.

Studiando le capacità deformative, viene evidenziato come il sistema di rinforzo permetta di migliorare in maniera sostanziale il comportamento nel piano delle pareti in relazione sia agli stati limite ultimi (SLV, SLC) che allo SLD.

Per quanto riguarda le analisi effettuate con la modellazione FEM si riscontrano delle inadeguatezze in merito alla capacità di spostamento allo SLC. La struttura risente dell'azione dell'acciaio, aumentando l'assorbimento del tagliante sismico, ma in corrispondenza del cambio di pendenza della curva bilatera non si hanno informazioni utili come nella modellazione DEM.

Nel caso di un'intera struttura non si hanno riferimenti nel modello DEM. Analizzando i risultati dell'analisi FEM si evince che le imprecisioni, captate nella singola porzione di muro,

tendono ad aumentare nello studio dell'intera struttura, generando un modello che privilegia la deformazione elastica. Infatti la numerosa presenza di elementi in acciaio rende la modellazione FEM poco adeguata, il software non riesce a gestire correttamente tante matrici di rigidezza.

Pertanto si conclude che l'analisi FEM con il software Pro_Sap permette di ricostruire il comportamento della struttura fino all'inizio della plasticizzazione. Per una modellazione con un grado di dettaglio maggiore si potrebbe ricorrere, ad esempio, all'utilizzo di un altro sistema come l'analisi DEM.

BIBLIOGRAFIA

Biondi, A. (2014). Analisi pushover: verifica degli edifici esistenti e ottimizzazione dei nuovi:[calcolo non lineare per la verifica degli edifici esistenti e ottimizzazione dei nuovi]. D. Flaccovio.

Vinci, M. (2019). Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura-III EDIZIONE. Dario Flaccovio Editore.

Vinci, M. (2019). Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura-III EDIZIONE. Dario Flaccovio Editore.

Esoscheletri in acciaio per il retrofit strutturale di edifici esistenti in c.a.: Parte III - Metodologia progettuale ed applicazione ad un edificio esistente, Ing. Raffaele Landolfo, Ing. Antonio Formisano, Ing. Gianmaria Di Lorenzo, Arch. Eleonora Colacurcio, Arch. Agustina Di Filippo

Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 (G. U. n.8 del 20/02/2018) “ Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni (NTC-18)”

Circolare n. 7 del 21 Gennaio 2019 (G. U. n. 35 del 11/02/2019 – Supplemento ordinario n. 5) “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018”.

STUDIO DEL COMPORTAMENTO SISMICO DI MURATURE PORTANTI RINFORZATE CON RIVESTIMENTO ESTERNO MODULARE IN ACCIAIO, (2021) Nicolò Damiani, Luca Albanesi, Carlo Filippo Manzini, Guido Magenes, Paolo Morandi

2Si. Pro_SAM (PRO_SAP, release 21.9.4). https://www.2si.it/it/pro_sam/ (https://www.2si.it/it/pro_sap/).